PROPIEDADES GEOFISICAS DE LOS SUELOS

Joseph E. Bowles



Contenido

Prefacio

Capítulo 1
Introducción a la mecánica de suelos, estadística y SI

1.1 Introducción 1
1.2 El estudio de la mecánica de suelos 2
1.3 Objetivos del texto 3
1.4 Algunos problemas típicos de suelos 3
1.5 Desarrollo histórico de la mecánica de suelos 6
1.6 Fuentes de información para los ingenieros de geotecnia 11
1.7 Elementos de estadística y probabilidades 13
1.8 Unidades SI 20

Capítulo 2
Propiedades físicas e índices del suelo

2.1 Introducción 23
2.2 Definiciones básicas y relaciones masa-volumen 23
2.3 Suelos no cohesivos y cohesivos 36
2.4 Límites de Atterberg (o de consistencia) 36
2.5 Humedad del suelo 38
2.6 Indices de consistencia del suelo 38
2.7 Superficie específica 39
2.8 Gravedad específica 41
2.9 Textura del suelo 43
2.10 Fases del suelo 43
2.11 Tamaño del grano 43
2.12 Pesos unitarios del suelo (seco, húmedo y sumergido) 47

2.13 Presiones intergranulares—suelos saturados 49
2.14 Presiones intergranulares en suelos parcialmente saturados 54
2.15 Resumen 54

Capítulo 3
Ensayos de suelos para propiedades/Valores índices y clasificación

3.1 Introducción 59
3.2 Ensayos para buscar propiedades del suelo 60
3.3 Determinación del contenido de humedad 61
3.4 Los límites de Atterberg 62
3.5 Ensayo de gravedad específica 63
3.6 Análisis granulométrico 65
3.7 La curva de distribución del tamaño del grano 65
3.8 Análisis hidrométrico 69
3.9 Exploración del terreno y muestreo de suelos 73
3.10 Resumen 78

Capítulo 4
Clasificación del suelo

4.1 Generalidades 80
4.2 Necesidad de los sistemas de clasificación 81
4.3 El sistema unificado de clasificación de suelos 82
4.4 El sistema AASHTO de clasificación de suelos 88
4.5 Descripción general de los subgrupos de la clasificación del sistema AASHTO 90
4.6 El índice de grupo en el sistema AASHTO 93
4.7 El sistema de clasificación de suelos según la administración Federal de Aviación (FAA) 94
4.8 Ensayos de identificación en terreno 98
4.9 Resumen 99

Capítulo 5
Propiedades geológicas, formaciones de depósitos naturales de suelos, y agua subterránea

5.1 Introducción 102
5.2 La tierra 103
5.3 Propiedades físicas de los minerales 104
5.4 El ciclo roca-suelo 106
5.5 Rocas ígneas 108
5.6 Rocas sedimentarias 112
5.7 Rocas metamórficas 115
5.8 Movimientos de la corteza 118
5.9 Meteorización de la roca y formación del suelo 124
5.10 Consideraciones generales acerca de la meteorización de la roca 129
5.11 Formación de suelo por meteorización 130
5.12 Agua corriente y depósitos aluviales 133
5.13 Depósitos glaciales 137
5.14 Depósitos eólicos 143
5.15 Depósitos gravitacionales 144

5.16 Agua subterránea 145
5.17 Fuentes de información geológica 154
5.18 Resumen 154

Capítulo 6
Estructura del suelo y minerales arcillosos

6.1 Suelos y formación del suelo 156
6.2 Estructura del suelo y textura de las arcillas 156
6.3 Estructura de un suelo granular 157
6.4 Otras consideraciones acerca de la estructura del suelo granular; densidad relativa 159
6.5 Estructura de suelos cohesivos 165
6.6 Arcilla y minerales arcillosos 168
6.7 Propiedades generales de los minerales arcillosos 176
6.8 Resumen 180

Capítulo 7
Compactación y estabilización de suelos

7.1 Concepto general de la estabilización del suelo 182
7.2 Estabilización de suelos 183
7.3 El suelo como material de construcción 184
7.4 Compactación del suelo 185
7.5 Teoría de la compactación 186
7.6 Propiedades y estructura de suelos cohesivos compactos 193
7.7 Equipo de excavación y compactación 195
7.8 Especificaciones de compactación 199
7.9 Control de la compactación en el terreno 201
7.10 Control estadístico del peso unitario en terreno 206
7.11 Problemas especiales en la compactación de suelos 209
7.12 Resumen 210

Capítulo 8
Hidráulica de suelos, permeabilidad, capilaridad y contracción

8.1 Agua en el suelo 212
8.2 Permeabilidad 213
8.3 Flujo del agua en el suelo y ecuación de energía de Bernoulli 216
8.4 Determinación del coeficiente de permeabilidad 220
8.5 Limitaciones y otras consideraciones en la determinación de *k* 224
8.6 Coeficiente efectivo de permeabilidad en suelos estratificados 225
8.7 Capilaridad y efectos de la capilaridad en el suelo 227
8.8 Fuerzas de filtración y condiciones de licuación 238
8.9 Resumen 244

Capítulo 9
Filtración y teoría de la red de flujo

9.1 Introducción 246
9.2 Teoría de filtración en dos dimensiones 246

9.3 Redes de flujo 249
9.4 Redes de flujo para presas de tierra 250
9.5 Dibujo de la línea freática 253
9.6 Cálculo directo de la cantidad de filtración 253
9.7 Métodos para obtener la línea freática para presas de tierra 254
9.8 Construcciones de redes de flujo 258
9.9 La red de flujo cuando $k_x \neq k_y$ 262
9.10 Redes de flujo para otras estructuras 265
9.11 Construcción de la red de flujo en la frontera entre suelos de diferente permeabilidad 269
9.12 Control de la filtración 272
9.13 Descenso rápido y fuerzas de filtración 273
9.14 Tubamiento y control de tubamiento 275
9.15 Redes de flujo plana o radiales 277
9.16 Otros métodos para obtener redes de flujo 280
9.17 Elementos de hidráulica de pozos 280
9.18 Resumen 283

Capítulo 10
Esfuerzos, deformaciones y conceptos reológicos

10.1 Consideraciones generales 286
10.2 Esfuerzos y deformaciones generales en un punto 288
10.3 Conceptos de la teoría de la elasticidad usados en los problemas de mecánica de suelos 290
10.4 El módulo esfuerzo-deformación y la ley de Hooke 295
10.5 Esfuerzos bidimensionales en un punto 298
10.6 Círculo de esfuerzos de Mohr 300
10.7 Esfuerzos de Boussinesq en un medio elástico semi-infinito 301
10.8 Deformaciones del suelo y asentamientos 306
10.9 Modelos reológicos 307
10.10 Modelos reológicos compuestos 309
10.11 Resumen 313

Capítulo 11
Consolidación y asentamiento por consolidación

11.1 Problemas de consolidación 315
11.2 Consolidación del suelo 316
11.3 Gráfico aritmético de las relaciones de asentamientos por consolidación 325
11.4 Métodos aproximados para determinar C_c y C'_c 326
11.5 Determinación de la presión de preconsolidación 327
11.6 Estructura del suelo y consolidación 328
11.7 Compresión secundaria 328
11.8 Cálculo de asentamientos por consolidación 329
11.9 Ejemplos 331
11.10 Control de los asentamientos por consolidación 333
11.11 Resumen 334

Capítulo 12
Velocidad de consolidación

12.1 El coeficiente de consolidación 338
12.2 Porcentaje de consolidación 342
12.3 Métodos para obtener el tiempo de interés en el cálculo de C_v 344
12.4 Velocidad de consolidación con base en deformaciones 347
12.5 Ejemplos ilustrativos 352
12.6 Velocidades de consolidación para medios estratificados 360
12.7 Consolidación tridimensional 361
12.8 Resumen 361

Capítulo 13
Resistencia al corte de los suelos

13.1 Introducción 364
13.2 Ensayos de suelos para determinar los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante 367
13.3 Trayectoria de esfuerzos y diagramas *pq* 375
13.4 Falla del suelo y concepto de resistencia residual 382
13.5 Efectos de la presión de poros y ensayos no consolidados-no drenados (sin drenar o ensayos *u*) 384
13.6 Efectos de la presión de poros en ensayos consolidados-sin drenar (*CU*) 387
13.7 Efectos de las presiones de poros en ensayos consolidados y drenados 397
13.8 Sensitividad de suelos cohesivos 398
13.9 Métodos empíricos para estimar la resistencia al corte 399
13.10 Factores que afectan la resistencia al corte 404
13.11 La relación $S_u/\overline{p}$ 405
13.12 Parámetros de la presión de poros 407
13.13 Resumen 411

Capítulo 14
Características de esfuerzo-deformación y esfuerzos en un punto

14.1 Información esfuerzo-deformación requerida 414
14.2 El módulo de esfuerzo-deformación 414
14.3 Relación de Poissons 417
14.4 Factores que afectan el módulo esfuerzo-deformación y aproximaciones 419
14.5 Módulo de resiliencia 420
14.6 Módulo de esfuerzo-deformación dinámico del suelo 420
14.7 Módulo cíclico de deformación y licuefacción 423
14.8 Resumen 433

Capítulo15
Esfuerzos y presiones en el suelo

15.1 Esfuerzos en el suelo en un punto 436
15.2 Presiones activa y pasiva de tierra 439
15.3 Presiones contra los muros 444

15.4 Suelo inclinado sin cohesión 445
15.5 Presión lateral de tierra en suelos cohesivos 448
15.6 Solución de la cuña de tanteo 452
15.7 Métodos de la espiral logarítmica y del círculo ϕ para presiones pasivas en suelos no cohesivos 453
15.8 Falla por cortante y capacidad de carga 456
15.9 Asentamientos elásticos inmediatos 460
15.10 Resumen 462

Capítulo 16
Estabilidad de taludes

16.1 Consideraciones generales en la estabilidad de taludes 464
16.2 Pendientes infinitas 466
16.3 Estabilidad en taludes infinitos en los suelos cohesivos 467
16.4 Análisis del arco circular 468
16.5 El método del círculo ϕ 471
16.6 Análisis de talud por el método de las dovelas 475
16.7 Análisis por el método de las cuñas 480
16.8 Resumen 482

Indice de materias

Prefacio

Este texto es una agrupación actualizada de material necesario para lograr una comprensión básica de la ingeniería de geotecnia. La ingeniería de geotecnia se define como la ciencia y la práctica de aquella parte de la ingeniería civil que comprende las interrelaciones entre el medio ambiente geológico y el trabajo de las personas. El objetivo de este texto ha sido deliberadamente limitado a las propiedades físicas de los suelos, a sus orígenes, a su comportamiento mecánico y a aquellas propiedades de la ingeniería necesarias en los análisis de flujo, resistencia y estabilidad. El autor opina que si estos fundamentos pueden introducirse y entenderse razonablemente en un primer curso, se habrá conseguido un gran logro.

El ingeniero de cimentaciones hace uso de las propiedades físicas y de ingeniería de los suelos en el diseño de las estructuras de tierra o en su cimentación. Esta es parte importante de la ingeniería de geotecnia; sin embargo, se ha dejado para otros cursos y textos. Se incluye una introducción a los esfuerzos de Boussinesq, a la capacidad de carga, y a las presiones laterales en los suelos, como una necesidad para desarrollar y reforzar los conceptos básicos de resistencia y estabilidad. Se hace cierto hincapié en la estadística, como una herramienta que ayuda a cuantificar el criterio del ingeniero para estimar la información confiable.

El texto no solo enfoca los fundamentos básicos, sino que incluye tambien material sobre el origen geológico de los suelos, que permite una presentación más profunda sin que el tamaño del texto sea excesivo. Se incluye una introducción a la geología razonablemente extensa, con énfasis en sus usos en la geotecnia, porque a veces este curso no es requisito para muchos estudiantes. El formato del texto permite más discusión, verificación de referencias, repetición y material ilustrativo, que incluye figuras y ejemplos que no serían posibles si el cubrimiento del tema se expandiera. Este formato tam-

bién permite al instructor hacer énfasis en algunas áreas de interés preferidas suyas, mientras que simultáneamente se da al estudiante material para estimular el interés adicional, sea o no parte del curso.

No procuré dar una información bibliográfica exhaustiva, pero sí se ofrece un número sustancial de referencias, de las cuales cerca de la mitad son de los últimos 10 años. Estas, o la bibliografía de las citadas referencias, pueden ser suficientes para cualquier estudio adicional, o como punto de partida para la investigación posterior.

Existe un número considerable de ejemplos, ilustraciones y ejercicios; y para muchos de éstos se da la respuesta o una respuesta parcial. Algunos de los ejercicios se refieren a soluciones alternativas a los problemas de ejemplo con el fin de producir un doble beneficio de estudio cuidadoso y de solución del problema. Todas las fotografías fueron tomadas por el autor, a menos que se indique lo contrario en el texto de la misma.

Deseo expresar mi gratitud al Profesor Turgut Demirel de la Universidad Estatal de Iowa y al Profesor Archie M. Richardson de la Universidad de Pittsburgh, quienes revisaron cuidadosamente el manuscrito e hicieron numerosas sugerencias de valor.

Mi esposa, Faye J. Bowles, hizo una considerable cantidad del trabajo a máquina y ayudó arduamente a verificar cifras, tablas y referencias; sin embargo, asumo la responsabilidad por cualquier error u omisión.

Joseph E. Bowles

Capítulo 1

Introducción a la mecánica de suelos, estadística y SI

1-1 INTRODUCCION

La mecánica de suelos se interesa por la conducta y el comportamiento del suelo como material de construcción o como soporte para la construcción en ingeniería. El ingeniero de geotecnia se interesa por la obtención de muestras representativas de suelos que son luego sometidas a ensayo para obtener su identificación y para determinar la conveniencia del suelo como material de construcción, por ejemplo, para rellenos en carreteras, aeropuertos, presas y otros trabajos. Como el muestreo y los ensayos se hacen necesariamente sobre pequeñas muestras de población, se requiere algún método estadístico para estimar la confiabilidad de los resultados. Hasta hace muy poco, esta confiabilidad había sido estimada más por un "sentimiento" de la información, que por cualquier otro tipo de análisis cuantificable. Con el fin de usarlos para poder hacer estimativos confiables a partir de ensayos cuantificables, más adelante en este capítulo se presentan elementos básicos de estadística.

El ingeniero también se interesa por la predicción de las características de carga-deformación de rellenos naturales o compactados, situados debajo de cualquier estructura, o como estructura de suelo. Otras relaciones importantes incluyen los efectos del agua en la conducta del suelo y el movimiento de la misma a través de la masa de suelo.

Geológicamente, la mecánica de suelos se interesa por el estrato sin consolidar del material de roca meteorizada, situado por encima de la masa rocosa. Generalmente se distingue entre el suelo y roca: el suelo es una masa de partículas que forman un esqueleto estructural, en cambio la roca es una estructura densa con partículas constituyentes firmemente ligadas entre sí.

Resumiendo, la ciencia de la mecánica de suelos se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo del agua, hacia dentro, hacia fuera y a través de la masa de suelo, y con el riesgo asociado de que resulte económicamente tolerable.

1-2 EL ESTUDIO DE LA MECANICA DE SUELOS

Virtualmente, todo ingeniero civil de medio ambiente, transporte, estructuras y geotecnia está íntimamente involucrado con los conceptos de la mecánica de suelos. Esto obedece a que casi todos los empeños de construcción de estos profesionales se relacionan con la conducta del suelo, bien porque se use como material de construcción, bien porque una estructura se coloque sobre él. La ingeniería de cimentaciones* es una especialidad del diseño, directamente relacionada con la conducta del suelo, su comportamiento y la interrelación entre la super-estructura (por encima de la superficie) o la sub-estructura (la cimentación) con el suelo.

El estudio de la mecánica de suelos es de considerable importancia económica, debido a que el suelo es el material de construcción más fácilmente disponible en cualquier lugar. Todas las estructuras localizadas por encima de la superficie están soportadas bien por suelo o por roca y muchas de las fuentes de agua pública se desplazan a través del suelo (hacia pozos) o son retenidas por él en depósitos.

Un estudio de la mecánica de suelos y de varios procedimientos estandarizados de laboratorio disponibles para la identificación y el comportamiento del suelo, hacen que el ingeniero gane rápidamente experiencia y obtenga un "sentimiento" de la conducta de los suelos. Por consiguiente, no importa cuán estandarizado esté el ensayo o con qué grado de cuidado se ejecute, si la muestra de suelo no es representativa, los resultados de los ensayos no serán de mucho valor.

La ingeniería de suelos es más "un estado del arte" que muchas de las disciplinas orientadas científicamente debido a la heterogeneidad de los depósitos naturales de suelos; por consiguiente, la experiencia es un factor muy importante. Sin embargo, un estudio cuidadoso de la literatura de la geotecnia junto con la ejecución de ensayos apropiados sobre suelos, permiten al ingeniero de menor experiencia competir con uno de mayor experiencia.

Todos los temas de la mecánica de suelos y de la ingeniería de cimentaciones y muchos aspectos de la ingeniería geológica pueden agruparse bajo el término de *ingeniería de geotecnia.* En el sentido más amplio de la palabra, ésta puede definirse como "la ciencia y la práctica de aquella parte de la ingeniería civil que involucra la interrelación entre el medio ambiente geológico y los trabajos del hombre". El ingeniero que hace este tipo específico de trabajo en ingeniería es un ingeniero de geotecnia.

Un problema de frecuente ocurrencia para muchos estudiantes que empiezan el estudio de la ingeniería de geotecnia es la introducción de un lenguaje nuevo de la mecánica de suelos, o terminología, y el enfrentamiento ante una serie de temas variados, aparentemente sin relación. Por lo general, algunas relaciones entre el tema y la ingeniería práctica se hacen a medida

...ciones (*N* del *E*).

que tales aspectos se presentan, pero la variada naturaleza de la ingeniería de geotecnia obliga a que este aspecto sea breve en un texto. Un estudiante que haya asimilado el material contenido en este texto, debe estar en capacidad de integrar los variados temas aparentemente sin relación, en un cuerpo unificado de conocimientos que puede utilizar como herramienta para cualquier futuro trabajo de geotecnia.

1-3 OBJETIVOS DEL TEXTO

Este texto introduce al lector a:

1. La terminología de la mecánica de suelos.
2. Las propiedades físicas, de ingeniería e índices de los suelos y algunos de los métodos de medición.
3. Clasificación de los suelos en los sistemas ampliamente utilizados y en términos de su formación geológica.
4. Métodos para determinar la conveniencia de los suelos en diversos tipos de construcción.
5. Evaluación de la respuesta del suelo a los cambios de carga y de humedad.
6. Efectos del agua sobre las propiedades de los suelos y movimiento de la misma a través del suelo.
7. Elementos básicos de estadística y probabilidad, como herramienta para evaluar un programa de ensayos de suelos o la confiabilidad de una información.
8. Métodos de solución de ciertos problemas de mecánica de suelos.

Este listado indica que hay diversidad considerable en los temas tratados. El estudiante debe continuar investigando para integrar toda la información, puesto que los problemas reales, con frecuencia, requieren agrupar los efectos de varios factores a fin de poder desarrollar una solución general.

1-4 ALGUNOS PROBLEMAS TIPICOS DE SUELOS

Con el fin de dar una perspectiva a la discusión, algunos problemas típicos de suelos con los cuales puede estar involucrado un ingeniero de geotecnia, incluyen:

1. En un programa de exploración de suelos para investigar las condiciones en el sitio, ¿cuántas perforaciones son necesarias y a qué profundidad? ¿Cuántas muestras se requieren? ¿Qué ensayos será necesario ejecutar?
2. ¿Cuál es el esfuerzo en una masa de suelo, a una profundidad dada, debido a la superestructura construida o al relleno? ¿Puede el suelo soportar el esfuerzo sin una falla por corte?

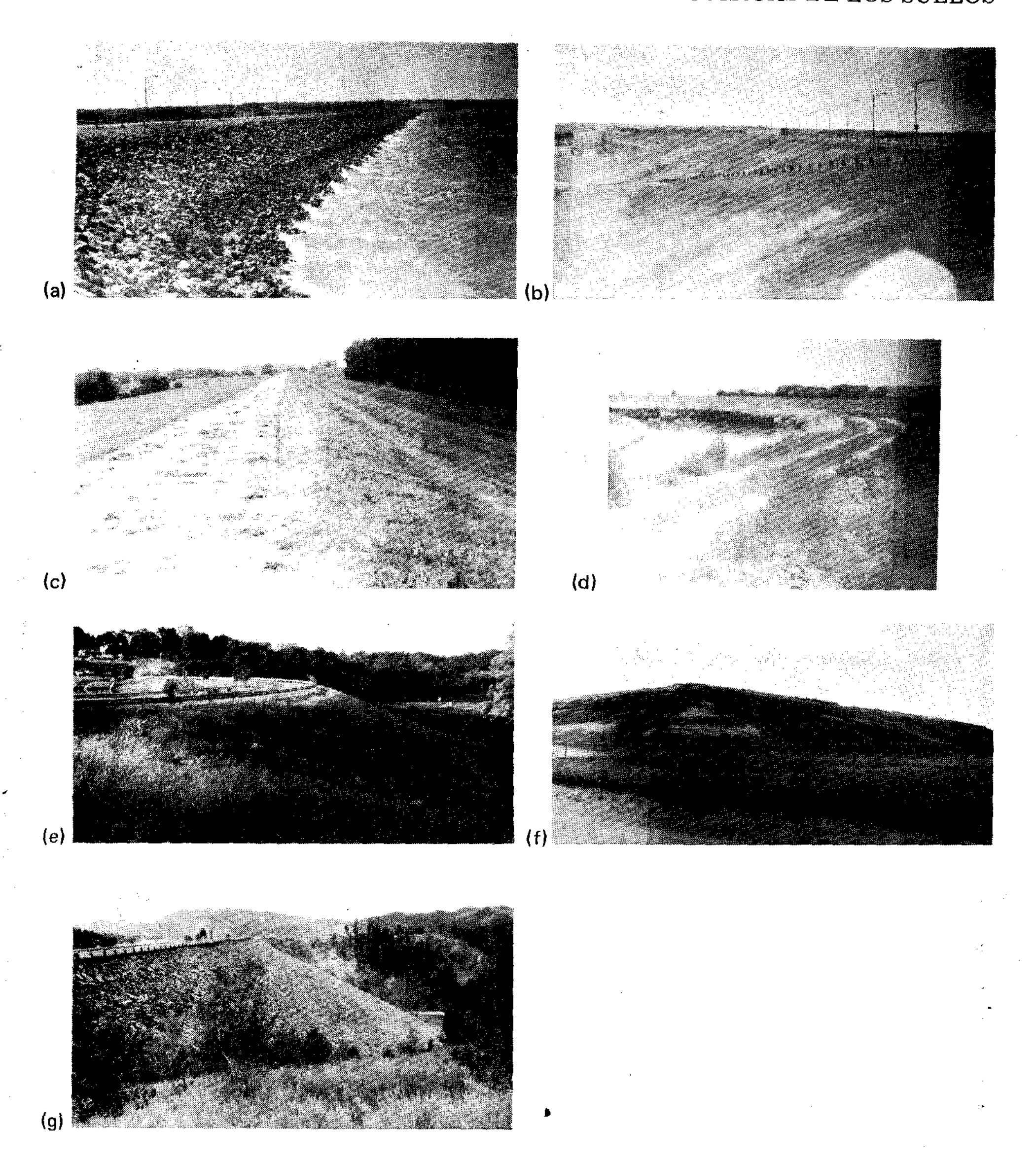


Figura 1-1 Algunos proyectos en ingeniería de suelos. (*a*) Cara de aguas arriba (enrocada para controlar la erosión) de la presa de Garrison cerca de Pick City, Dakota del Norte, y parte del desarrollo de la cuenca del río Missouri. (*b*) Cara de aguas abajo de la presa de Garrison (casa de máquinas a la distancia). La presa es de enrocado, pero la cara de aguas abajo tiene suelo y grama para protección contra la erosión. (*c*) Parte del dique Mississippi en Missouri. El río está varios cientos de mts detrás de los árboles de la derecha. El dique fue construido con suelo obtenido entre la localización del dique y el río, no con suelo de terreno cultivado. (*d*) Canal de irrigación en Montana. (*e*) Presa pequeña en un proyecto de desarrollo residencial cerca de Peoria, Ill. Puede observarse el vertedero de concreto lejos de la orilla. (*f*) Gran relleno sanitario en la superficie de Michigan. El relleno tiene más de 30 mts de altura con una altura futura de 50 mts. (*g*) Presa de enrocado utilizada para carretera. La presa forma un embalse para Rapid City en Dakota del Sur.

3. ¿Qué asentamiento se espera para la estructura como resultado del incremento de los esfuerzos en el suelo? ¿Qué tiempo será necesario para que este asentamiento ocurra?
4. ¿Es este suelo adecuado para un relleno de carretera o de ferrocarril? ¿Para uso como una presa en donde el agua será retenida? ¿Para un terraplén que va a retener desechos industriales sin que haya filtración de elementos polutos en el medio ambiente?
5. ¿Puede este suelo utilizarse directamente en rellenos o deberá ser mezclado antes de su uso para modificar ciertos índices no deseables? ¿Qué tipo de aditivos deben usarse? ¿Se podrían utilizar aditivos que de por sí contaminan el medio ambiente, tal como la ceniza (sub-producto de la calcinación del carbón en las termoeléctricas), las basuras provenientes de la industria del papel o los desperdicios de la minería?
6. ¿Qué sucede con la estructura del suelo si el nivel de aguas freáticas fluctúa? ¿Causará el bombeo de una excavación problema al medio ambiente?
7. ¿Cuáles son los efectos de una helada? ¿Pueden reducirse o evitarse estos efectos?
8. ¿Cuál es el efecto del cambio de humedad en el suelo sobre el volumen de la masa del mismo? ¿Cómo puede controlarse el cambio volumétrico en los pavimentos? ¿Y en otras estructuras, incluyendo la construcción de viviendas?
9. ¿Cuál es la cantidad de agua que se mueve a través de una masa de suelo, es decir, puede drenarse fácilmente? ¿Será un pozo una adecuada fuente de agua? ¿Se podrá construir una presa sobre un suelo que retenga agua?
10. ¿Qué clase de talud se podrá utilizar en una excavación? 1:2 (1 vertical, 2 horizontal), $1 : \frac{1}{2}$, 1 : 1 ó cuál? ¿Causará esto serios problemas económicos en un trabajo de carretera o de ferrocarril debido al aumento del volumen de cortes y del derecho de vía adicional requerido?
11. ¿Puede utilizarse un sitio como relleno de tierra o como embalse para basuras industriales sin que se produzca polución de las aguas subterráneas?
12. ¿Cómo podría construirse un dispositivo de desperdicios de minería, basuras industriales, aguas negras, etc., seguro para el medio ambiente
13. ¿Es algún sitio un lugar seguro para una planta de producción radioactiva? ¿Pueden los asentamientos controlarse de tal manera que no ocurran filtraciones? ¿Produciría un sismo algún desastre?

Algunas posibles soluciones para este tipo de problemas se indican en la fig. 1.1. Es evidente que si algunas de estas preguntas tienen respuestas inadecuadas o si el factor de riesgo es muy alto, puede ocurrir una falla; ésta puede tomar la forma de:

1. Daño estructural en los edificios debido a asentamientos excesivos o diferenciales.
2. Caminos ásperos como resultante de los asentamientos diferenciales en los rellenos o los empalmes entre cortes y rellenos.

3. Fallas de terraplenes, las cuales pueden ocurrir por deslizamientos de los taludes, o por asentamientos excesivos bien en la cimentación o en el relleno mismo.
4. Fallas de varios tipos en presas, incluyendo "terraplenes", así como excesivas filtraciones a través de ellas o a través del suelo de cimentación.

No todos los problemas citados anteriormente serán considerados en este texto, puesto que no hay tiempo ni espacio disponibles. Las propiedades de los suelos, tanto físicas como de ingeniería, necesarias para resolver estos problemas, serán consideradas con algún detalle. Los temas que están más allá del objetivo de este libro pueden encontrarse en textos sobre ingeniería de cimentaciones (ref., Bowles, 1977).

1.5 DESARROLLO HISTORICO DE LA MECANICA DE SUELOS

La mayoría de las autoridades indican que el comienzo de la mecánica de suelos como ciencia de la ingeniería empezó con la publicación de *Erdbaumechanick auf bodenphysikalischer Grundlage* de Karl Terzaghi (el primer texto de mecánica de suelos) en Alemania, en 1925. Debido a esta publicación y a sus artículos técnicos superiores en número a los 250, Terzaghi es con frecuencia llamado el "padre de la mecánica de los suelos". La Conferencia Terzaghi es realizada anualmente por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en honor a Terzaghi. Una perspectiva histórica de Terzaghi como ingeniero de suelos y una bibliografía de la mayoría de sus publicaciones, incluyendo aquellas consideradas como más brillantes, aparecen en el libro *De la teoría a la práctica en mecánica de suelos* por Bjerrum y otros, 1960.

La construcción en suelos y los problemas asociados con ella han coexistido con la humanidad desde cuando el hombre empezó a excavar cavernas y a construir viviendas para abrigo. La Biblia hace referencia a una preferencia para cimentar en roca y no en arenas (Mateo 7:24-27). Los egipcios estuvieron alerta a los problemas de la mecánica de suelos e incluso utilizaron "caissons" en los tiempos pre-bíblicos para cimentar estructuras a través de los muy blandos sedimentos del río Nilo. Más adelante, los romanos se interesaron por la construcción de caminos, parte de los cuales se encuentran actualmente en uso como subrasantes, y en cimentaciones para acueductos, algunos de los cuales aún conducen agua por muchos kilómetros. Los romanos también construyeron edificios muy grandes, algunos de los cuales existen todavía, tales como el Foro y el Coliseo. Estas y construcciones medioevales posteriores, incluyendo la notable Catedral de San Pedro, fueron construidas utilizando principios que resultan todavía válidos, no obstante haberse construido en tiempos históricos. En el Asia, los chinos hicieron uso considerable del suelo desde muy tempranos días. Una notable construcción es la Gran Muralla China, construida durante la Dinastía Ch'in (221 a 207 a.C.).

Durante los tiempos medioevales, muchas gigantescas estructuras religiosas tales como iglesias y campanarios fueron construidas en Europa. Una que llegó a ser famosa debido a un problema sin solución de asentamiento del suelo, es la Torre inclinada de Pisa, localizada en la ciudad del mismo nombre, en la Italia central. Esta torre fue comenzada en 1174 y su construcción fue suspendida luego de que empezó a ocurrir un asentamiento pequeño y desigual; la construcción fue posteriormente reiniciada y se terminó la torre en 1350. Actualmente tiene alrededor de 5 metros fuera de su verticalidad en una altura de 60 metros y se espera que se voltee dentro de unos 200 años aproximadamente como resultado del asentamiento diferencial progresivo. Este asentamiento ha sido continuo durante más de 600 años. Recientemente, la ciudad de Pisa ofreció un premio en dinero a quien quiera que pudiera idear algún método posible de detención del asentamiento sin dañar la torre. Un breve análisis de ingeniería sobre este proyecto aparece en Mitchell y otros, 1977.

A continuación se dan algunos problemas más recientes sobre suelos.

A Fallas generales

Asentamientos en Ciudad de México. Estos asentamientos varían desde 1 hasta 4 mts y básicamente obedecen a problemas masivos de bombeo de aguas subterráneas en un subsuelo acuífero extremadamente poroso (con relación de vacíos *e* hasta de 14 y contenidos de agua natural hasta de 650 %) como han informado Hiriart y Marsal, 1969. El Palacio de Bellas Artes de Ciudad de México fue comenzado en 1904 y terminado en 1944, y se ha asentado alrededor de 3.5 mts de acuerdo con Leggett, 1962.

Asentamientos en Houston, Texas. Estos asentamientos son en toda el área debajo de Houston y de las ciudades adyacentes. Algunas partes se han asentado hasta 3 mts y la velocidad del asentamiento corriente es del orden de 150 mm por año. Recientemente en una población, un puente debió ser diseñado de nuevo debido a un asentamiento de 2.4 mts ocurrido en el sitio durante el tiempo entre el diseño del puente en 1970 y el comienzo de la construcción en 1977 (*ENR*[1], 6/9/77, pág. 11). Estos asentamientos se deben a bombeo de aguas subterráneas para necesidades locales de suministro de aguas. Algunos sostienen también que el bombeo de petróleo de estratos muy profundos contribuyen al hundimiento de toda el área.

Elevador de Transcona. En 1914 en Winnipeg, Canadá, un elevador de granos de un millón de *bushels* consistente en 5 filas de 13 bultos cada una y de 30 mts de altura súbitamente (en aproximadamente 12 horas) se inclinó alrededor de 30° respecto a la vertical después de haberse llenado. La estructura

[1] ENR, 6/9/77, pág. 110 = *Engineering News Record*, junio 9, 1977, pág. 11

fue vuelta posteriormente a su posición vertical. El asentamiento se atribuyó a una falla por corte ocasionada por la sobrecarga sobre el suelo de cimentación [Peck y Bryant (1952), White (1952)].

B Asentamientos debidos a flujo lateral del suelo por debajo de la cimentación

Movimientos verticales del suelo resultantes de la pérdida de soporte lateral, tal como el causado por excavaciones adyacentes, son todavía un problema común. Por ejemplo:

1. La construcción de una sección inferior de una carretera interestatal en California causó un flujo lateral del suelo en el corte y asentamiento de la superficie adyacente y de los edificios localizados a lo largo del corte (*ENR*, 10/10/68, pág. 22).
2. Durante la construcción de un edificio de oficinas de 32 pisos en Los Angeles, California, el entablonado de contención se deslizó lateralmente unos 75 mm debido a que la excesiva presión lateral ocasionada por el suelo y porque las condiciones de lluvia no habían sido adecuadamente tenidas en cuenta durante el diseño. Estos deslizamientos tan grandes pueden causar asentamientos grandes denominados *pérdidas en la superficie* alrededor del perímetro, lo que, en un área urbana, significa pavimentos arruinados y grietas en los edificios más próximos. (*ENR*, 9/26/68).
3. Durante la construcción de un edificio de oficinas de nueve pisos en Osaka, Japón, una pérdida lateral de suelo por debajo de las zapatas dio como resultado la inclinación del edificio alrededor de 5° fuera de la vertical. La causa, se cree, fue la excavación para la cimentación en un lote adyacente (*ENR*, 10/17/68, pág. 30).

C Asentamientos diferenciales

Estos son asentamientos desiguales debajo de áreas diferentes de un edificio o de un terraplén; cuando son suficientemente grandes dan como resultado agrietamientos. La excepción notable de asentamientos diferenciales tolerados es la Torre Inclinada de Pisa, que se ha tornado en una atracción turística; sin embargo, aún aquí, ¡el propietario quiere que el asentamiento pare! Otros ejemplos de asentamientos diferenciales tolerados incluyen:

1. El hospital de caridad de New Orleans, Louisiana, en donde la adición de un nuevo sector al hospital original dio como resultado asentamientos diferenciales entre las dos partes del orden de 380 mm (finalmente se utilizó una rampa para cubrir la discontinuidad).
2. El edificio de Oficinas y Biblioteca de la Universidad Estatal de Cleveland en el campus de Cleveland, Ohio, tuvo asentamientos diferenciales del orden de 25 mm entre el área interior de nivel superior y la parte perimetral nueva de nivel inferior. Aunque esta magnitud de asentamiento no pa-

rece ser muy grande, fue suficiente para causar agrietamientos graves en los muros de ladrillo y requerir medidas remediales. (*ENR*, 2/18/71, pág. 12).

3. El colapso de un edificio en Akron, Ohio, se debió a la presencia de un hueco aislado extraviado durante las operaciones de sondeo. La falla se inició por el aumento de carga debido al agua en el techo, lo que causó asentamiento en el área del edificio alrededor del hueco; esto hizo que el agua del techo se almacenara en ese punto y el techo se hundiera. El edificio tenía 6 años de construido en el momento del colapso.

D Fallas de taludes

Las fallas de taludes son extremadamente numerosas, especialmente las pequeñas, que involucran de 5 a 50 mts^3 de suelo, a lo largo de los cortes en los caminos. Otras fallas, incluyendo fallas en presas de tierra, son menos numerosas, pero con frecuencia producen considerables daños en la propiedad y pérdida de vidas. Con el fin de ilustrar el enfoque de este problema a continuación se indican unas pocas fallas de taludes:

1. *Los deslizamientos del Canal de Panamá.* Estos deslizamientos todavía ocurren pero fueron particularmente problemáticos durante la construcción del canal. El estimativo del movimiento de tierra original se incrementó de 79 a 177 millones de m^3 de tierra. Afortunadamente, el incremento en la eficiencia al movilizar la tierra dejó el costo final dentro de la apropiación original de 375 millones de dólares, de acuerdo con Mills, 1913.
2. *La presa de Fort Peck.* Esta presa falló en 1938 durante la construcción por parte del Reclamation Bureau de los Estados Unidos; la falla involucró aproximadamente 5 millones de m^3 de material de relleno. Aparentemente fue causada por un exceso de presión de poros desarrollado en el relleno y como resultado de la pérdida de esfuerzo cortante (Casagrande, 1965; Middlebrooks, 1942).
3. Un deslizamiento ocurrido en 1806 en Goldau, Suiza, que mató 457 personas.
4. Un deslizamiento pequeño en Virginia, en 1933, que abarcó solamente 380 m^3 de suelo, suficiente, no obstante, para descarrilar dos trenes.
5. Deslizamientos ocurridos en la carretera interestatal I-40 en Tennessee, que dieron como resultado pérdidas del orden de 10 millones de dólares.

Leggett (1962) describe numerosos deslizamientos en varias partes del mundo. Es posible observar con frecuencia deslizamientos en los cortes a lo largo de las carreteras y en los lados de las montañas cuando se viaja por terrenos bastante rugosos en muchas partes del mundo.

E Fallas de presas

Las fallas de presas pueden ocurrir por fallas en sus taludes, pero con más frecuencia se deben al paso del agua por encima de la cresta, lo cual erosiona un

canal (la velocidad se incrementa en la cresta de la presa), o por filtración, que crea un canal que gradualmente se constituye en túnel (o tubo) de atrás hacia adelante, a medida que se incrementa la velocidad. El túnel usualmente se hunde y el agua pasa a través del canal así formado, produciendo un corte en la base de la presa. La inspección posterior puede no revelar nunca exactamente la causa, debido a que la evidencia que permanece es simplemente un canal a través de la presa. Algunas fallas de presas incluidas son:

1. La presa de Malpasset en el sur de Francia falló en 1959 y mató alrededor de 344 personas. La falla fue causada por una falta al no detectar una fisura de roca rellena con arcilla que tenía solamente de 10 a 20 mm de espesor, durante la fase exploratoria de la roca en los trabajos de diseño. La fisura se ablandó cuando se saturó bajo la acción de la cabeza de agua retenida y causó un deslizamiento en los estribos (*Civil Engineering*, 1/60, pág. 91).
2. La presa de San Francisco en Saguache, California, proveía agua para la ciudad de Los Angeles; falló en 1928, matando 426 personas. Se supone que se hundió por una situación similar a la de la presa de Malpasset, es decir, un estrato débil en el material de cimentación permitió el desplazamiento del estribo luego de que se había saturado bajo la presión del agua del embalse.
3. La represa de Baldwin Hills localizada cerca de Los Angeles falló en 1963, matando 5 personas y causando alrededor de 50 millones de dólares en daños a las propiedades. Esta era una represa de 1.1 millones de m^3 embalsados y tenía alrededor de 40 m de altura. La causa de la falla, se creyó, obedeció al desarrollo de fuerzas de tensión entre el relleno compactado y los estribos al asentamiento de la cimentación, formándose una grieta que se agrandó debido al proceso de erosión hasta producirse la falla (Casagrande, 1965). Algunos opinaron que la extracción de petróleo del subsuelo produjo hundimiento en el terreno, lo que a su vez produjo la grieta de tensión (*ENR*, 10/31/68, pág. 12).
4. La falla de la presa de Teton. Esta falla reciente involucró una presa de 93 m de alto por 930 de largo con aproximadamente 7.2 millones de m^3 de relleno de tierra, localizada en la parte oriental de Idaho. La presa falló el 5 de junio de 1976, produciendo 11 muertes y aproximadamente mil millones de dólares en daños a las propiedades. La presa falló por tubificación (fue observada y tomó alrededor de 6 horas de tiempo para fallar) debido posiblemente a una cimentación inadecuada de las rocas bastante fisuradas de los estribos (*ENR*, 6/15/76).

Otros tipos de fallas en la cimentación incluyen asentamientos excesivos de las cimentaciones de las pilas [(ver las citadas por Blessey, 1970 y Miller, 1938)]. Otro problema de ocurrencia bastante común es el originado por suelos expansivos. Los suelos que se expanden cuando se humedecen y se contraen cuando se secan, se denominan "expansivos". La magnitud del cambio volumétrico es muy difícil de evaluar; sin embargo, los métodos que se pre-

sentarán más adelante alertarán al lector sobre este problema, que se presenta tanto en la construcción de residencias, como en superestructuras y pavimentos. Gromko, 1974, da un repaso sobre este aspecto, el cual debe ser leído puesto que el problema es de amplia ocurrencia.

Muchas fallas de suelos son de mucha menor magnitud que las que se han citado; algunas de ellas se indican en la fig. 1-2. Las fallas pequeñas pueden representar para un cliente pequeño lo que una falla grande para una entidad estatal. También, algunas fallas pequeñas, tales como las causadas por asentamientos de los rellenos, el mantenimiento de los taludes de las carreteras para remover los deslizamientos y la reparación de los muros agrietados en los edificios, resultan costosos:

Esta lista de fallas y fotografías ilustrativas no tienen como propósito hacer hincapié en las "fallas", sino simplemente para mostrar que:

1. Las fallas ocurren a pesar de los avances considerables de la tecnología de la mecánica de suelos en los últimos 20 años.
2. El suelo es un material incierto con el cual hay que trabajar o correr un excesivo riesgo. Como el riesgo es casi siempre inherente al trabajo del ingeniero de geotecnia, el factor riesgo debe de ser precisado y deben evitarse los peligros innecesariamente grandes.

Actualmente, por la cantidad de trabajo geotécnico que es o ha sido realizado, el porcentaje de fallas es relativamente pequeño. Nótese que las fallas son "noticia" y tienden a ser informadas, mientras que los éxitos son generalmente ocultados de la vista y casi nunca informados. Cuando las fallas ocurren, casi siempre se deben a la falta de cuidado o a haber corrido excesivo riesgo (a pesar de los que reclaman).

1-6 FUENTES DE INFORMACION PARA LOS INGENIEROS DE GEOTECNIA

La siguiente lista indica las fuentes de información fácilmente obtenibles para el ingeniero de geotecnia (en inglés):

1. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. La División de Ingeniería de Geotecnia patrocina periódicamente conferencias especiales y publica los resultados de las mismas. La undécima conferencia especial fue en Pasadena, California, en junio de 1978.
2. *Canadian Geotechnical Journal* (*Canada*). Una publicación similar a la *ASCE Geotechnical Journal*; empezó su publicación en 1963.
3. *Geotechnique* (Reino Unido), publicación que, en 1948, originó la idea de una publicación separada en ingeniería de geotecnia. Los artículos son esencialmente británicos (aunque también se publican artículos de autores de otros países) y con frecuencia son bastante teóricos.

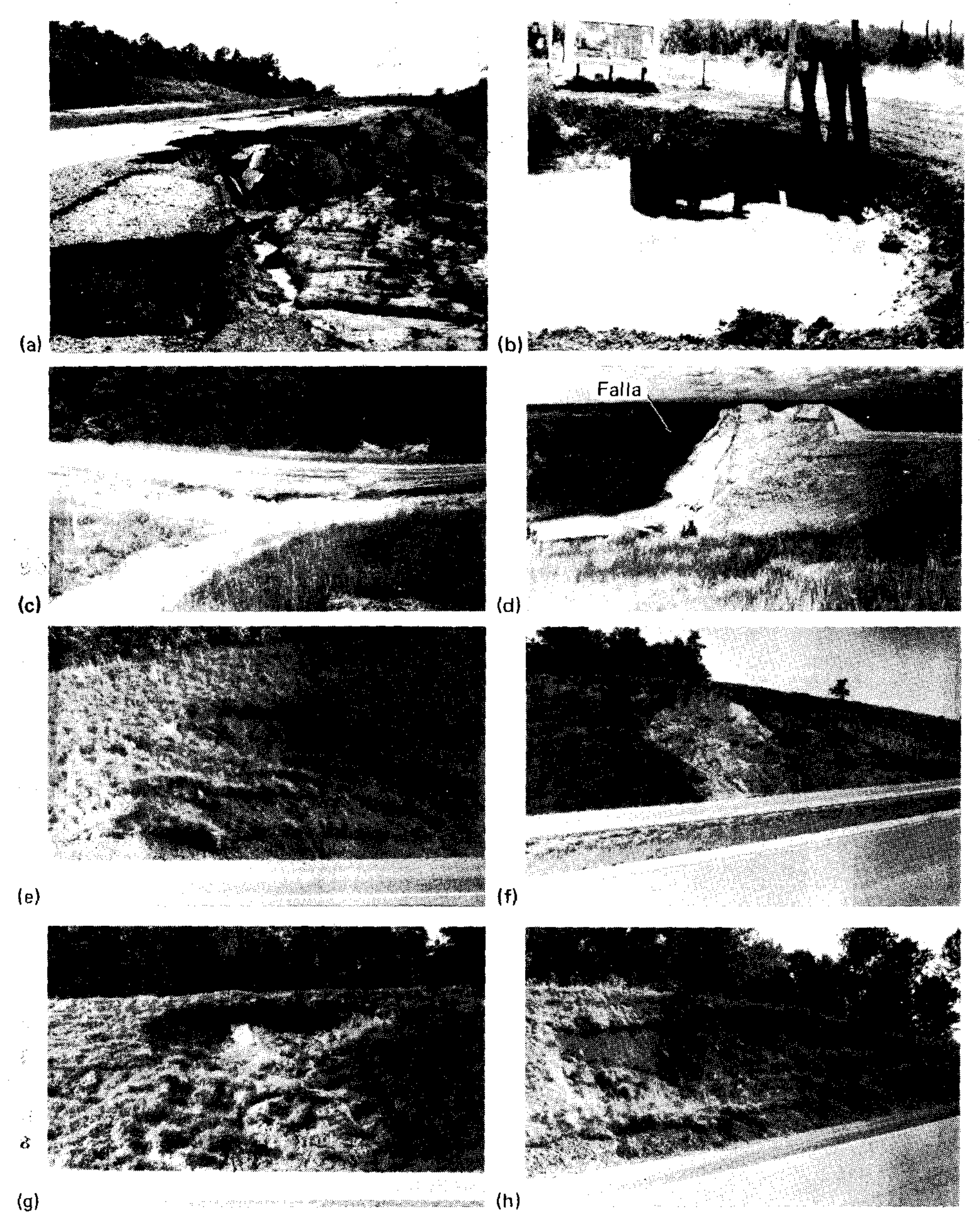


Figura 1-2 Algunas fallas en suelos. (*a*) Gran deslizamiento cerca de Vicksburg, Miss., que cerró completamente los 2 carriles de la carretera U.S. 61 al sur de Vicksburg. (*b*) Gran falla por tubificación que cerró temporalmente la Ruta 9 cerca de Pekin, Ill. La tubificación se originó durante la creciente del río Illinois, que está a unos 300 mts a la derecha, por un inadecuado taponamiento de un hueco de perforación. Se emplearon tablestacas al iniciarse la tubificación, en un intento vano para detener el fenómeno. La tubificación agrandó el hueco, transportó material localizado debajo de la Ruta 9 y causó un asentamiento en el pavimento del orden de 0.80 m. (*c*) Asentamientos grandes en un pavimento en Kentucky. (*d*) Presa de Teton. El material claro es el relleno de la presa. La falla causó la erosión de un canal a través de la presa, hasta el final de ella. Inspección detallada revela la calidad pobre de la roca en el estribo más distante. (*e-h*) Fallas típicas en taludes lo-
... *como* se indica, y representan considera-

4. *Soils and Foundations* (*Japón*). Una publicación similar al *Geotechnique* con autores esencialmente japoneses, aunque también se editan escritos de autores de otros países. Esta publicación empezó en 1960.
5. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (*ISSMFE*). Los artículos procedentes de las conferencias internacionales que se realizan aproximadamente cada cuatro años (1936, 1948, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977). La novena conferencia tuvo lugar en Tokyo en 1977. Los artículos son publicados en los Anales de la conferencia en cualquier país que tenga miembros en la sociedad internacional.
6. *Proceedings of Regional Soil Conferences*. Algunas de estas incluyen:
   Conferencia Europea; la 6a. fue realizada en Viena, Austria, en 1976.
   Conferencia Africana; la 6a. fue realizada en Durban, Natal, Africa del Sur, en 1975.
   Conferencia del Asia; la 5a. fue realizada en Bangalore, India, en 1975
   Conferencia Panamericana; la 5a. fue realizada en Buenos Aires, Argentina, en 1975
   Conferencia de Australia, Nueva Zelandia; la 7a. fue realizada en Brisbane, Australia, en 1975
   Conferencia del Asia del Sur; la 5a. fue realizada en Bangkok, Tailandia, en 1977
7. *University Engineering Experiment Station Bulletins*.
8. *American Society for Testing and Materials* (*ASTM*). Publicaciones periódicas procedentes de las conferencia editadas en Publicaciones Técnicas Especiales (STPs). En las revistas se publican artículos ocasionales sobre ensayos de suelos.
9. *Publicaciones del Transportation Research Board* (anteriormente *Highway Research Board*). Las áreas codificadas por el TRB con los números 61, 62, 63 y 64 pertenecen a la mecánica de suelos.
10. *Civil Engineering*. Una publicación mensual editada por la ASCE. Con frecuencia contiene notas sobre otras publicaciones de interés para los ingenieros de geotecnia.
11. *Proceedings, Institution of Civil Engineers of London, Australia, and India*.

Las publicaciones de las sociedades geológicas estatales son con frecuencia de interés para el ingeniero de geotecnia. Algunas veces, las conferencias locales patrocinadas por los departamentos oficiales de transportes o bajo los auspicios de las seccionales locales de la ASCE incluyen artículos de interés para los ingenieros de geotecnia.

1-7 ELEMENTOS DE ESTADISTICA Y PROBABILIDADES

La estadística es la recolección, tabulación y análisis de una información, de tal manera que se puedan realizar decisiones inteligentes. Debido a las incer-

tidumbres inevitables, la estadística también se relaciona con la precisión probable del análisis de la información y/o con el hecho de que el tamaño de la muestra sea suficientemente grande. Por ejemplo, si 100 aparatos manufacturados representan la producción total y ensayamos cada aparato, se dice que los resultados son 100% confiables. Si ensayamos solamente cuatro aparatos, la confiabilidad es de alguna manera menor que el 100%; dependiendo de cómo fueron obtenidas las muestras, o cuán representativas son las cuatro con respecto a las 100 producidas, el programa de muestreo puede alcanzar una confiabilidad en predicción del orden de cero (precisamente la mínima predicción de confiabilidad es 4/100 = 0.04 ó 4%). Si seleccionamos de una manera dispersa los cuatro aparatos que van a ser ensayados, como veremos más adelante, la confiabilidad en la predicción puede alcanzar el 60%, dependiendo de la desviación permitida a partir de la perfección llamada "desviación estándar", que permitimos para el éxito de un ensayo.

Los conceptos de estadística y de probabilidad que se presentan en este texto serán muy elementales, pero generalmente suficientes para la mayoría de los programas de muestreo en suelos. Esto se debe a que los suelos generalmente obedecen leyes dispersas de distribución en términos de:

1. Tamaño de los granos, tipo de suelo, y variaciones horizontales y verticales.
2. Las propiedades físicas y de ingeniería, tales como la cohesión, el ángulo de fricción interna o el módulo de elasticidad, varían de muestra en muestra de una manera aleatoria. Las propiedades aquí enumeradas serán tenidas en cuenta en capítulos posteriores, debido a que el lector, se presume, no conoce este tema a este punto.

Si el suelo está naturalmente alterado de alguna manera, tal como seco, húmedo, incrementado o disminuido en su densidad, el proceso debe ser aleatorio. Nótese cuidadosamente, sin embargo, que:

1. Las técnicas de ensayos pueden introducir errores no aleatorios (llamados *sesgo*).
2. La distribución aleatoria de efectos pertenece a un suelo en particular; es decir, que cuando hay una masa de suelo consistente en varias capas de diferentes suelos, tales como capas de arcilla, arenas, arenas limosas, etc., debemos considerar cada capa separadamente para aplicar los conceptos estadísticos de la media, desviación estándar, y número de muestras, tal como se indica en los párrafos siguientes. Si se combinan todas las capas, se obtendrán conclusiones estadísticas erróneas en la aplicación incorrecta de los métodos estadísticos.

Cuando se supone que las leyes de distribución aleatoria son aplicables, los resultados producen una curva de distribución normal que es simétrica alrededor del centroide, o medida, como en la fig. 1-3*a*.

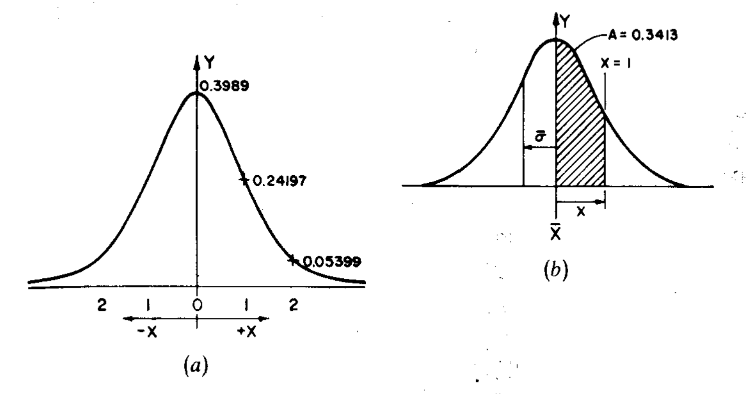


Figura 1-3 Curvas de distribución normal. La curva (*b*) muestra el área dada en la tabla 1-1. (*a*) Curva de distribución normal; (*b*) media y desviación estándar en la distribución normal.

En Estadística nos relacionaremos con los siguientes términos (algunos de los cuales se identifican en la fig. 1-3):

N = número de ensayos o tamaño de la muestra de la población
V = valor de interés del ensayo (tal como peso unitario, contenido de agua o cualquier otra cantidad numérica)
$\bar{X}$ = promedio de la muestra calculada de la siguiente forma:

$$\bar{X} = \frac{\sum V}{N}$$

Nótese que esto difiere de:

Media = valor medio escogido de tal manera que la mitad de los ensayos esté por encima y la otra mitad esté por debajo
Moda = máximo valor del pico de la curva de distribución (no es el valor máximo de todos los números en la serie de los ensayos de N valores)

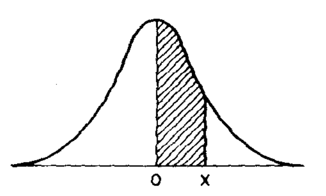
$\bar{\sigma}^2$ = Varianza de la muestra calculada de la siguiente forma:

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{N}\left(\sum_{1}^{N} V^2 - N\bar{X}^2\right)$$

$\bar{\sigma}$ = desviación estándar $\sqrt{\bar{\sigma}^2}$
La desviación promedio se calcula simplemente como $(1/N)\sum(V - \bar{X})$ y es generalmente menor que la desviación estándar.
$\bar{C}$ = coeficiente de varianza calculado de la siguiente forma:

$$\bar{C} = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{X}}$$

Tabla 1-1 Areas bajo la curva de distribución estándar para distintos valores de χ. Duplique los valores de la tabla para $\pm\chi$ para obtener el área total



X	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.00	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.10	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0753
0.20	0.0793	0.0832	0.0871	0.0910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.30	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1406	0.1443	0.1480	0.1517
0.40	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.50	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.60	0.2257	0.2291	0.2324	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2517	0.2549
0.70	0.2580	0.2611	0.2642	0.2673	0.2703	0.2734	0.2764	0.2793	0.2823	0.2852
0.80	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2995	0.3023	0.3051	0.3078	0.3106	0.3133
0.90	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3289	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389
1.00	0.3413	0.3437	0.3461	0.3485	0.3508	0.3531	0.3554	0.3577	0.3599	0.3621
1.10	0.3643	0.3665	0.3686	0.3708	0.3729	0.3749	0.3770	0.3790	0.3810	0.3830
1.20	0.3849	0.3869	0.3888	0.3906	0.3925	0.3943	0.3962	0.3980	0.3997	0.4015
1.30	0.4032	0.4049	0.4066	0.4082	0.4099	0.4115	0.4131	0.4147	0.4162	0.4177
1.40	0.4192	0.4207	0.4222	0.4236	0.4251	0.4265	0.4279	0.4292	0.4306	0.4319
1.50	0.4332	0.4345	0.4357	0.4370	0.4382	0.4394	0.4406	0.4418	0.4429	0.4441
1.60	0.4452	0.4463	0.4474	0.4484	0.4495	0.4505	0.4515	0.4525	0.4535	0.4545
1.70	0.4554	0.4564	0.4573	0.4582	0.4591	0.4599	0.4608	0.4616	0.4625	0.4633
1.80	0.4641	0.4648	0.4656	0.4664	0.4671	0.4678	0.4686	0.4693	0.4699	0.4706
1.90	0.4713	0.4719	0.4726	0.4732	0.4738	0.4744	0.4750	0.4756	0.4761	0.4767
2.00	0.4772	0.4778	0.4783	0.4788	0.4793	0.4798	0.4803	0.4808	0.4812	0.4817
2.10	0.4821	0.4826	0.4830	0.4834	0.4838	0.4842	0.4846	0.4850	0.4854	0.4857
2.20	0.4861	0.4864	0.4868	0.4871	0.4874	0.4878	0.4881	0.4884	0.4887	0.4890
2.30	0.4893	0.4896	0.4898	0.4901	0.4904	0.4906	0.4909	0.4911	0.4913	0.4916
2.40	0.4918	0.4920	0.4922	0.4924	0.4927	0.4929	0.4930	0.4932	0.4934	0.4936
2.50	0.4938	0.4940	0.4941	0.4943	0.4945	0.4946	0.4948	0.4949	0.4951	0.4952
2.60	0.4953	0.4955	0.4956	0.4957	0.4958	0.4960	0.4961	0.4962	0.4963	0.4964
2.70	0.4965	0.4966	0.4967	0.4968	0.4969	0.4970	0.4971	0.4972	0.4973	0.4974
2.80	0.4974	0.4975	0.4976	0.4977	0.4977	0.4978	0.4979	0.4979	0.4980	0.4981
2.90	0.4981	0.4982	0.4982	0.4983	0.4984	0.4984	0.4985	0.4985	0.4986	0.4986
3.00	0.4986	0.4987	0.4987	0.4988	0.4988	0.4988	0.4989	0.4989	0.4990	0.4990
3.10	0.4990	0.4991	0.4991	0.4991	0.4991	0.4992	0.4992	0.4992	0.4993	0.4993
3.20	0.4993	0.4993	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4995	0.4995	0.4995
3.30	0.4995	0.4995	0.4995	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996

Y = ordenada de la curva de distribución normal (puede ser usada simétricamente con el origen para simplificar los cálculos al dibujar la curva)

$$Y = \frac{1}{\bar{\sigma}\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{X - \bar{X}}{\bar{\sigma}}\right)^2\right]$$

donde X = a cualquier valor de abscisa tal como $0, \pm 1, \pm 2, \pm 3$, etc.

$Y_0 = 0.39894$
$Y_1 = 0.24197$

$Y = 0.00$ (origen)

Esta ecuación puede usarse para dibujar una curva de distribución normal (simétrica) tal como se indica en la fig. 1-3*a*. El área total de esta curva es 1.00, y el área bajo la curva limitada por cualquiera de las dos ordenadas representa la probabilidad de que X esté entre estos dos puntos. La tabla 1-1 da valores seleccionados de áreas de curva entre $X = 0$ y $X = 3.9$, los cuales pueden ser duplicados para obtener el área total en ambos lados. Una tabla tal como ésta se obtiene más fácilmente integrando la ecuación anterior para Y y programándola en el computador. Nótese que ésta es una manera simple de transformar la curva de la fig. 1-3*b* y poner el origen a la izquierda, de tal manera que el pico de la curva esté en una distribución normal para los valores reales numéricos de V, tales como 10.0, 100.0, etc., dependiendo de lo que la curva representa, tal como contenido de agua, densidad, gravedad específica, o cualquier otro parámetro.

De la tabla hallamos que para $X = 1.0$, el área es 0.3413; por lo tanto, duplicándolo por simetría, tenemos 0.6826, o sea, el porcentaje de la curva incluido entre ± 1.0 es

$$\text{Porcentaje} = \frac{0.6826}{1}(100) = 68.26 \text{ por ciento del área total de la curva}$$

y el área excluida es $1.0000 - 0.6826 = 0.3174$ ó 31.74 por ciento. Para una desviación estándar $\bar{\sigma} = 1.0$, las probabilidades de que cualquier ensayo N_i esté entre los valores de

$$\bar{X} - \bar{\sigma} \leq V \leq \bar{X} + \bar{\sigma}$$

son 68.26%.

t = valores de distribución de la t de Student. Esta es una serie de números ampliamente usada para distribuciones normales aleatorias. La ecuación puede hallarse en la mayoría de los libros de Estadística y se requiere de un computador para obtener tablas como la 1-2. A partir de estas tablas, ¿cuántos ensayos N se requerirán para obtener una confiabilidad del 68.26%? Solución: Observando las tablas para $N = 1$, hallamos que un solo ensayo producirá una condición del 75% de confiabilidad tal que el valor V no será diferente de $\bar{X}$ por más de un máximo de $\bar{\sigma} = 1$, o

$$\bar{X} - 1 \leq V \leq \bar{X} + 1$$

Ejemplo 1-1 Dados los siguientes números de una serie de ensayos de límite plástico (ver capítulo 3 para la definición):

18.2	16.0
19.1	17.3
20.1	17.9
20.3	21.4
20.7	20.5
21.5	20.6
24.6	

Tabla 1-2 Valores de distribución de la t de Student para varios porcentajes indicados y para números de valores de N ensayos

N \ R	0.999	0.995	0.975	0.950	0.900	0.800	0.700	0.600
1	318.309	63.657	12.706	6.314	3.078	1.376	0.726	0.325
2	22.327	9.925	4.303	2.920	1.886	1.061	0.617	0.289
3	10.215	5.841	3.182	2.353	1.638	0.979	0.584	0.277
4	7.173	4.604	2.776	2.132	1.533	0.941	0.569	0.271
5	5.893	4.032	2.571	2.015	1.476	0.919	0.559	0.267
5	0.893	4.032	2.571	2.015	1.476	0.919	0.559	0.267
7	4.785	3.500	2.365	1.895	1.415	0.896	0.549	0.263
8	4.501	3.355	2.306	1.859	1.397	0.889	0.546	0.262
9	4.297	3.250	2.262	1.833	1.383	0.883	0.544	0.261
10	4.144	3.169	2.228	1.813	1.372	0.879	0.541	0.260
12	3.930	3.054	2.179	1.782	1.356	0.873	0.539	0.259
14	3.787	2.977	2.145	1.761	1.345	0.868	0.537	0.258
16	3.686	2.921	2.120	1.746	1.337	0.865	0.535	0.258
18	3.611	2.878	2.101	1.734	1.330	0.862	0.534	0.257
20	3.552	2.845	2.086	1.725	1.325	0.860	0.533	0.257
22	3.505	2.819	2.074	1.717	1.321	0.858	0.532	0.256
24	3.467	2.797	2.064	1.711	1.318	0.857	0.531	0.256
26	3.435	2.779	2.056	1.706	1.315	0.856	0.531	0.256
28	3.408	2.763	2.048	1.701	1.313	0.855	0.530	0.256
30	3.385	2.750	2.042	1.697	1.310	0.854	0.530	0.256
35	3.340	2.724	2.030	1.690	1.306	0.852	0.529	0.255
40	3.307	2.705	2.021	1.684	1.303	0.851	0.529	0.255
45	3.281	2.690	2.014	1.679	1.301	0.850	0.528	0.255
50	3.261	2.678	2.009	1.676	1.299	0.849	0.528	0.255
55	3.245	2.668	2.004	1.673	1.297	0.848	0.527	0.255
60	3.232	2.660	2.000	1.671	1.296	0.848	0.527	0.254
65	3.220	2.654	1.997	1.669	1.295	0.847	0.527	0.254
70	3.211	2.648	1.994	1.667	1.294	0.847	0.527	0.254
75	3.203	2.643	1.992	1.665	1.293	0.846	0.527	0.254
80	3.195	2.639	1.990	1.664	1.292	0.846	0.526	0.254
85	3.189	2.635	1.988	1.663	1.292	0.846	0.526	0.254
90	3.183	2.632	1.987	1.662	1.291	0.846	0.526	0.254
95	3.178	2.629	1.985	1.661	1.290	0.845	0.526	0.254
100	3.174	2.626	1.984	1.660	1.290	0.845	0.526	0.254
105	3.170	2.623	1.983	1.660	1.290	0.845	0.526	0.254

SE PIDE

(*a*) Calcular los valores de la media, la mediana y la moda.

(*b*) Calcular la desviación estándar y el coeficiente de varianza.

(*c*) Estimar el número de ensayos que se necesitan para producir un 75 % de confiabilidad, de tal manera que un ensayo esté dentro de la desviación estándar.

(*d*) ¿Cuál es el porcentaje de probabilidades de que algún ensayo esté dentro de la desviación estándar?

SOLUCION

Calcular los valores de (*a*):

La media es:

$$\bar{X} = \frac{\sum V}{N} = \frac{258.2}{13} = 19.86\,\%$$

La mediana se obtiene organizando los 13 ensayos para obtener

16.0 17.3 17.9 18.2 19.1 20.1 20.3

20.5 20.6 20.7 21.4 21.5 24.6

para obtener 20.3% por inspección.

El valor de la moda será aproximadamente (20.1 + 20.3 + 20.5 + 20.6 + 20.7)/5 = 20.44, sin necesidad de dibujar una curva de distribución.

(*b*) La desviación estándar y el coeficiente de varianza se calculan en seguida:

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{N}\left(\sum_1^N V^2 - N\bar{X}^2\right) = \frac{1}{13}\left[\sum_1^{13} V^2 - 13(19.86)^2\right]$$

$$= \frac{1}{13}(5186.32 - 5127.45) = 4.528$$

y la desviación estándar $\bar{\sigma}$:

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\bar{\sigma}^2} = \sqrt{4.528} = 2.128$$

El coeficiente de varianza:

$$\bar{C} = \frac{2.128}{19.86} = 0.1072$$

(*c*) Estimar el número de ensayos necesarios para producir 75% de confiabilidad. El intervalo de valores para el 75% de confiabilidad debe ser

$$X \pm n\bar{\sigma}$$

donde n = valor del coeficiente de la desviación estándar para producir el intervalo necesario de varianza. Si $n = 0$, tendríamos un valor "exacto". Obviamente esto no es físicamente posible (aunque con frecuencia se supone como una conveniencia). El valor de $n \to 1$ resulta con frecuencia de cierto interés.

En la tabla de números de la t de Student (tabla 1-2) bajo la columna del 75% (requiere interpolación), observamos que son necesarias más de 105 muestras para producir $n = 0$, debido a que para $N = 105$ muestras, el valor de n se calcula de la siguiente forma:

$$n = 0.526 + 0.5(0.845 - 0.526) = 0.686$$

Decidamos que $n \cong 1$ es suficientemente preciso para este trabajo. Investigamos en la muestra de población de $N = 13$ ensayos, que requiere doble interpolación, para obtener:

$$n = 0.873 + 0.5(1.3505 - 0.873) = 0.968 \text{ digamos, } 1.0$$

En otras palabras, 13 *ensayos dan una aproximación* del 75% de confiabilidad de que un solo ensayo esté entre 19.86 ± 2.128% para nuestro ejemplo.

(*d*) Las probabilidades de que algún ensayo esté dentro de una desviación estándar pueden obtenerse siempre de la tabla 1-2 en las coordenadas de porcentaje de confiabilidad contra el número de muestras (o ensayos) n para obtener $n = 1$.

En este ejemplo hemos establecido que hay un 75% de probabilidades de que algún ensayo de límite plástico solo esté dentro del valor de 19.86 ± 2.13%. Esto significa que uno de cada cuatro ensayos no será satisfactorio en el sentido de que el valor caerá fuera de este intervalo. Verifiquemos: Tenemos 13 ensayos, de los cuales uno es mayor de 21.99 y dos son menores de 17.73 (19.86 − 2.13 = 17.73), lo cual significa de tres ensayos cayeron fuera de los límites y que el porcentaje de ensayos satisfactorios fue:

$$\text{Porcentaje de ensayos buenos} = \frac{10(100)}{13} = 77\%$$

Esto es solamente un poco más que el valor teórico del 75%, y la diferencia se debe a una combinación de redondear 1.051 y a la necesidad de describir el programa de ensayos usando integrales. La exactitud entre el ensayo y la teoría tiende rápidamente a deteriorarse a medida que el número de ensayos disminuye.

1-8 UNIDADES SI

Este texto utiliza unidades SI y/o unidades métricas. La mayoría de los equipos de laboratorio de suelos perdurará todavía por algunos años si son mantenidos adecuadamente; por lo tanto, las unidades de masa de gramos y kilogramos continuarán usándose *para obtener* la *masa* (se designaba —y probablemente se seguirá designando— "peso") de una muestra. Gramos y kilogramos son unidades SI válidas de masa, de tal manera que ningún problema surgirá al hacer mediciones de masa. El problema surgirá con el término de peso unitario debido a la práctica común de utilizar indistintamente los términos de peso y masa. En este texto, el término peso unitario se utilizará para definir una *fuerza unitaria* en un cuerpo (fuerza por unidad de volumen) en kilonewtons por m^3. Se usará exclusivamente el kilonewton debido a que la unidad newton es muy pequeña. La abreviación de kilonewton por m^3 será, kN/m^3. La densidad se tomará como masa por unidad de volumen, kilogramos por m^3 o gramos por centímetro^3; ésta es la definición actualmente empleada por la comunidad científica. Desafortunadamente no solo los términos masa y peso han sido usados indistintamente sino, también los de densidad y peso unitario. Es opinión del autor que si el lector se atiene cuidadosamente a utilizar la densidad como masa por volumen y el peso unitario

como fuerza por volumen y reconoce que los pesos en el laboratorio están en unidades de masa, no tendrá ningún problema. El uso del peso unitario como fuerza unitaria es necesario con el fin de poder calcular presiones verticales y laterales en una masa de suelo debidas a fuerzas gravitacionales. La presión es definida como una fuerza por unidad de área (kilonewtons por m^2 = a kilopascals = kPa en este texto).

La mayoría de las muestras de suelo tendrán del orden de 50 a 75 mm de diámetro × 100 a 200 mm de longitud. Un área que utiliza 50 a 75 mm de diámetro no es práctica para las unidades estándar SI de mm (resultaría en un número demasiado grande) con mts (también muy pequeño); por lo tanto, el centímetro^2 es la única unidad práctica y es utilizada por el autor en este texto.

Las mediciones de pesos resultarán más convenientes en gramos o kilogramos y para la densidad la mejor unidad de medida en el laboratorio es el gramo por centímetro^3. Nótese que los gramos no son estrictamente SI, pero la mayoría de las balanzas de laboratorio miden bien en gramos o en kilogramos y no parece que vaya a haber un cambio en el futuro cercano. Los aparatos volumétricos no calibrados en centímetros^3 pueden convertirse (fácil conversión) y marcarse de una vez por todas. El uso de los gramos por centímetro^3 es particularmente una ventaja debido a que:

En SI

$$1 \text{ g/cm}^3 \times 9.807 = 9.807 \text{ kilonewtons/m}^3 (\text{kN/m}^3)$$

En plbs (pie-libra-segundo): $1 \text{ g/cm}^3 \times 62.4 = 62.4 \text{ lb/pie}^3 \quad (\text{lb/pie}^3)$

Ambos son el *peso unitario* del agua. Este factor de conversión y las unidades de longitud de:

$$3.2808 \text{ pies} = 1 \text{ m}$$

$$1 \text{ pul} = 25.4 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}$$

y unidades de fuerza de

$$1 \text{ g} = 980.7 \text{ dinas} \qquad \text{y} \qquad 1 \text{ newton (N)} = 1 \times 10^5 \text{ dinas}$$

y la constante gravitacional

$$g = 980.7 \text{ cm/s}^2$$

harán que el lector pueda hacer las conversiones necesarias para obtener unidades SI. Nótese que estos factores de conversión han sido colocados al final de este capítulo para referencia rápida.

PROBLEMAS

1-1 Un material tiene una densidad de 1.76 g/cm^3. ¿Cuál es el peso unitario p/lb y SI?

1-2 Una muestra de suelo tiene un diámetro de 62.3 mm. ¿Cuál es el área en sistemas plbs y SI?

1-3 Dados los siguientes pesos unitarios de suelo compactado en una sección de laboratorio:

1	17.3 kN/m^3	5	17.1	9	17.7
2	18.4	6	16.9	10	18.1
3	17.9	7	17.2	11	18.0
4	18.3	8	17.0	12	17.9

Calcular la media, la desviación estándar y el coeficiente de varianza para estos 12 ensayos. Usando la tabla 1-2, estimar las probabilidades en porcentaje de que un solo ensayo esté dentro de $\bar{X} \pm \bar{\sigma}$ y comparar este estimativo con lo que verdaderamente sucede en la información anterior.

1-4 Dados los siguientes valores de contenido de agua para el límite plástico en una sección de laboratorio:

1	24.3%	4	24.1	7	23.8
2	26.2	5	19.3	8	25.1
3	18.1	6	24.2	9	24.9

Calcular la media, la desviación estándar, y el coeficiente de varianza. Utilizando la tabla 1-2, estimar las probabilidades en porcentaje de que un solo ensayo esté dentro de $\bar{X} \pm \bar{\sigma}$ y comparar esto con los datos. ¿Qué sucede si se descartan los valores más extremos?

1-5 Estimar el mínimo número de ensayos necesarios para dar un 85% de confiabilidad de que cualquier valor de un ensayo dado esté dentro de $\bar{X} \pm \bar{\sigma}$.

1-6 ¿Cuál es el mejor (mínimo) posible valor de k que dé $\bar{X} \pm k\bar{\sigma}$ para obtener el 92% de confiabilidad sin ejecutar más de 10 ensayos?

Capítulo 2

Propiedades físicas e índices del suelo

2-1 INTRODUCCION

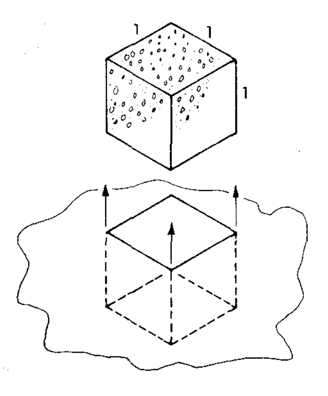
Este capítulo contiene numerosos términos y definiciones empleadas por los ingenieros geotécnicos para describir las propiedades físicas e índices de los suelos; muchos de éstos serán usados a lo largo del texto. Las ecuaciones utilizadas como definiciones básicas debieran ser, por conveniencia, memorizadas.

2-2 DEFINICIONES BASICAS Y RELACIONES MASA-VOLUMEN

En mecánica de suelos, como en muchas otras áreas de la ingeniería, hay ciertas relaciones tan fundamentales, que llegan a ser definiciones, aun cuando las relaciones estén expresadas como fórmulas matemáticas. En otros casos, las definiciones son usadas en el contexto habitual. Algunas de las definiciones más fundamentales en mecánica de suelos serán presentadas o desarrolladas en ésta o en las siguientes secciones.

Si el lector fuera al terreno, despejara cuidadosamente la superficie y (si ello fuera físicamente posible) extrajera un cubo de suelo de dimensiones unitarias (digamos, 1 × 1 × 1 cm), como se indica en la fig. 2-1, una inspección visual revelaría que el bloque estaría formado por

1. *Poros o vacíos*, que son espacios abiertos entre granos del suelo, de variados tamaños.



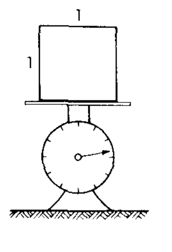


Figura 2-1 Relaciones peso-volumen para el suelo. Nótese que no se requiere un cubo de forma regular; las condiciones ilustradas son válidas sólo en cuanto se pueda obtener el volumen del hoyo y el peso del suelo removido del hoyo.

2. *Granos de suelo*, los que pueden ser macroscópicos[1] o microscópicos en tamaño. Obviamente, los tamaños microscópicos no pueden ser observados a simple vista, pero es razonable esperar que estén presentes en cantidades variables.
3. *Humedad del suelo*, la que puede hacer aparecer el suelo desde húmedo o mojado a algo seco. El agua de los poros o huecos, o agua intersticial, puede estar en cantidad suficiente para llenar completamente los huecos (suelo saturado) o puede sólo rodear los granos del suelo, en alguna medida.

Los poros del suelo que no contienen agua están, por supuesto, llenos de aire y/o vapor de agua. Una vez más en relación con la fig. 2-1, si se coloca el cubo (de volumen unitario) de suelo en una balanza antes de que drene el agua del bloque, el peso resultante puede ser considerado como el peso unitario húmedo γ_m del suelo. Existe un caso especial cuando *todos* los huecos están llenos con agua; el peso resultante en este caso es el peso *unitario saturado* γ_{sat} del suelo. Si se coloca al cubo de suelo en un horno y se seca hasta un peso constante y se vuelve a pesar, se obtiene el *peso unitario seco* γ_d del suelo. Estos y otros símbolos usados en este texto son consistentes con los recomendados por el Comité Geotécnico de Nomenclatura para Mecánica de Suelos. Podría observarse que si aun se desmenuzara el cubo en el horno mientras se seca, los pesos obtenidcs aún serían pesos unitarios. Para el caso ilustrado en la fig. 2-1, el peso unitario será X gramos por centímetro cúbico (g/cm^3). Se hubiera usado el sistema de unidades pie-libra-segundo (p/lb/s) el peso unitario hubiera estado dado en libras por pie cúbico (lb/p^3). La unidad correcta en el SI es kilonewtons por metro cúbico (kilonewtons ya que en

[1] *Macroscópico* se refiere a partículas que son visibles a simple vista, mientras que *microscópico* se refiere a partículas que pueden ser vistas únicamente con la ayuda de un microscopio o de otro aparato de magnificación.

newtons sería un número muy grande) (kN/m³). De la discusión precedente se deduce que el peso unitario del suelo (o de cualquier material) es

$$\gamma \doteq \frac{\text{peso del material}}{\text{volumen del material}} \tag{2-1}$$

Ya que el agua a 4°C tiene una masa de 1 g/cm³ (o de aproximadamente 62,38 lpc), el peso unitario del agua a 4°C es

$$\gamma_w = \frac{62.4}{1} = 62.4 \text{ lpc}$$

o en unidades SI

$$\gamma_w = 1\,\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \times 980.7\,\frac{\text{dinas}}{\text{g}} \times \left(1 \times 10^{-5}\,\frac{\text{N}}{\text{dina}}\right)\left(1 \times 10^{6}\,\frac{\text{cm}^3}{\text{m}^3}\right) \times \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}$$

$$= 1 \times 9.807 = 9.807 \text{ kN/m}^3$$

de donde resulta que el factor de conversión para convertir la unidad de masa, común en laboratorio, de g/cm³ a la unidad SI correcta de kN/m³ es:

$$\text{g/cm}^3 \times 9.807 = \text{kN/m}^3$$

Este factor debe ser memorizado ya que casi todas las unidades SI derivadas pueden ser obtenidas de ésta y de las relaciones entre pies y metros:

$$1 \text{ pie} = 0.3048 \qquad \text{ó} \qquad 1 \text{ m} = 3.2808 \text{ pie}$$

El factor de conversión de g/cm³ a lb/p³ es

$$\text{g/cm}^3 \times 62.4 = \text{lb/p}^3$$

El lector también puede memorizar este factor de conversión.

La densidad (y el correspondiente peso unitario) del agua varía ligeramente dependiendo de la temperatura, pero para todo propósito práctico de ingeniería, γ_w puede ser tomado como 9.807 kN/m³ (o una masa de 1 g/cm³) para un intervalo de temperatura de 0 a alrededor de 20°C, a menos que el contexto del problema indique otra cosa.

Debe observarse aquí que el bloque de 1 cm³ usado para ilustración en la fig. 2-1 representa sólo una porción minúscula del volumen total del suelo del cual fue extraído. Si el peso unitario es válido para el total de la masa, dependerá de cuán *representativo* sea el cubo de suelo de la masa.

Si el agua es recolectada y los granos de suelo son fundidos de tal manera que se conviertan en un sólido no poroso, se puede representar el cubo de la fig. 2-1 en la forma de un diagrama de bloque (fig. 2-2*a*), que muestra la misma unidad de volumen de la masa de suelo.

A partir de la fig. 2-2, definiremos algunos términos útiles.

5. Gravedad específica G_i. Esta definición utiliza algunos de los términos de la fig. 2-2. Hay dos definiciones de la gravedad específica que se pueden usar. La definición básica puede encontrarse en cualquier texto de física y calcularse de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$G = \frac{\text{peso del volumen unitario de cualquier material}}{\text{peso del volumen unitario de agua a } 4^\circ\text{C}} \tag{2-7}$$

Generalmente, los ingenieros geotécnicos necesitan la gravedad específica de los granos de suelo (o sólidos) G_s y debe suponerse que éste es el valor en consideración cuando no se indica una especificación diferente. La gravedad específica de los sólidos del suelo G_s se calcula

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \tag{2-8}$$

en donde γ_s = peso unitario de los sólidos del suelo (sin poros). Los valores típicos de G_s para los sólidos del suelo son de 2.65 a 2.72. La gravedad específica del mercurio es 13.6; del oro, 19.3, es decir 19.3 veces más pesado que el agua.

La gravedad específica de la masa se usa raramente, pero se puede calcular como

$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w}$$

Del estudio de esta ecuación, resulta evidente que la gravedad específica o peso específico de la masa es numéricamente igual a la densidad de masa, cuando ésta está expresada en gramos por centímetro cúbico.

El obtener la gravedad específica de los granos de suelo G_s requiere encontrar el peso y el volumen de una porción representativa de los granos del suelo y usar la ec. (2-8). El método exacto aparece en cualquier manual de laboratorio de mecánica de suelos.[2]

De las definiciones básicas precedentes pueden ser inferidas muchas otras relaciones útiles y/o cantidades, como lo ilustran los ejemplos siguientes.

Ejemplo 2-1

DATOS 1870 g de suelo húmedo se compactan dentro de un molde con un volumen de 1000 cm^3. El suelo se coloca en un horno y se seca a un peso constante de 1677 g. Se supone que la gravedad específica G_s es de 2.66.

[2] Ver, *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*, por J. E. Bowles, McGraw-Hill, Bogotá, 1980.

SE PIDE Calcular las siguientes cantidades:

(*a*) Contenido de agua
(*b*) Peso unitario seco γ_d
(*c*) Porosidad *n*
(*d*) Grado de saturación *S*
(e) Peso unitario saturado γ_{sat}

SOLUCION Se sugiere que el alumno dibuje un diagrama de bloques cuando trabaje en problemas como éste como ayuda para apreciar que se da y qué se requiere. Inicialmente, el diagrama de bloques es como el que se ilustra en la fig. E2-1*a*.

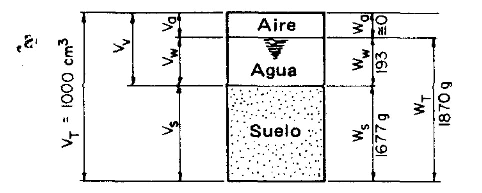


Figura E2-1*a*

Figura E2-1*b*

Paso 1 Calcular el contenido de agua *w*:

Cuando se seca el suelo al horno, la pérdida en peso es sólo la pérdida del agua que se evapora. La temperatura del horno no es lo suficientemente alta como para evaporar parte del suelo; en consecuencia.

$$W_w = 1870 - 1677 = 193 \text{ g}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{193}{1677} \times 100 = 11.5\%$$

Paso 2 **Calcular el peso unitario seco:**

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} = \frac{1677}{1000} \times 9.807 = 16.45 \text{ kN/m}^3$$

Obsérvese que, generalmente, el peso unitario en el SI debe se aproximado al más cercano 0.01 kN/m³, lo que es equivalente a 0,1 lb/p³ en p/lb/s y el contenido de agua a no más del 0.1 por ciento más cercano.

Paso 3 Calcular la porosidad *n*:

Reordenando la ec. (2-8) para obtener

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{1677}{2.66(1)} = 630.5 \text{ cm}^3$$

El volumen total era 1000; en consecuencia, el volumen de poros es

$$V_v = 1000 - 630.5 = 369.5 \text{ cm}^3$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} = \frac{369.5}{1000} \times 100 = 36.95\%$$

Un cálculo similar da la razón de vacíos igual a 0.586 (el lector debe verificar este valor). En este punto se redibuja el diagrama de bloques con nuevos datos (fig. 2-1*b*).

Paso 4 Calcular el grado de saturación S:

El peso del agua del paso 1 era 193 g; usando la ec. (2-8) reordenada,

$$V_w = \frac{W_w}{G_w \gamma_w} = \frac{193}{1(1)} = 193 \text{ cm}^3$$

De aquí, el lector debe advertir que cuando se usan gramos y centímetros, $V_w = W_w$.

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{193}{369.5} \times 100 = 52.2\%$$

Paso 5 Calcular el peso unitario saturado γ_{sat}:

El peso unitario saturado se obtiene cuando los poros están completamente llenos de agua; de este modo,

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \text{peso del agua en } V_v$$

$$\gamma_{sat} = 16.45 + \frac{(369.5)(1)(9.807)}{1000} = 20.07 \text{ kN/m}^3$$

Ejemplo 2-2 Rehacer el ejemplo 2-1 usando unidades p/lb/s.

SOLUCION Se trabaja en el problema en forma ligeramente diferente para ilustrar métodos alternos para lograr el mismo resultado.

Paso 1 Encontrar el contenido de agua:

Sólo hay una manera de hacerlo; en consecuencia, la respuesta de $w =$ 11.5 por ciento es independiente de unidades, pero más probablemente sea como se calculó en el ejemplo 2-1, ya que la mayoría de los laboratorios usan balanzas calibradas en gramos.

Paso 2 Calcular el peso unitario seco:

Se utiliza el contenido de agua y el peso unitario húmedo como procedimiento de cálculo alterno.

$$\gamma_{hum} = \gamma_d + w\gamma_d$$

$$\gamma_{hum} = \frac{W_T}{V_T} = \frac{1870}{1000} = 1.87 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_d + w\gamma_d = 1.87$$

Despejando γ_d, se obtiene

$$\gamma_d = \frac{1.87}{1 + 0.115}(62.4) = 104.7 \text{ lb/p}^3$$

Paso 3 La porosidad debe ser calculada exactamente como en el ej. 2-1.
Paso 4 El grado de saturación debe ser calculado como en el ej. 2-1.
Paso 5 Calcular el peso unitario saturado.

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \text{peso del agua con los poros llenos}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 104.7 + 0.3695(62.4) = 127.7 \text{ lb/p}^3$$

Ejemplo 2-3 Expresar la porosidad en términos de la relación de vacíos, $n = f(e)$.

SOLUCION Refiriéndonos al diagrama de bloques de la fig. E2-3, y como V_s no está definido, se supone arbitrariamente que $V_s = 1$ (como se muestra en la figura).

Con la $V_s = 1$, relación de vacío es:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} = V_v$$

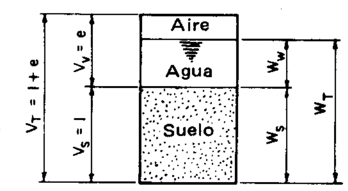


Figura E2-3

Con $V_s = 1$ y $e = V_v$, el volumen total es

$$V_T = V_s + V_v = 1 + e$$

De la ec. (2-3), tenemos por sustitución

$$n = \frac{V_v}{V_T} = \frac{e}{1 + e} \tag{2-9}$$

Ejemplo 2-4 Dadas las siguientes cantidades:

w, contenido de agua *cuando S = 100 por ciento* (i.e., condición saturada)

G_s, gravedad específica de los sólidos del suelo

γ_w, peso unitario del agua

SE PIDE Expresar el peso unitario seco γ_d en términos de w, G_s, y γ_w, o

$$\gamma_d = f(w, G_s, \gamma_w)$$

SOLUCION Se construye un diagrama de bloques como en la fig. E2-4 para $S =$ 100 por ciento y se observa que

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T}$$

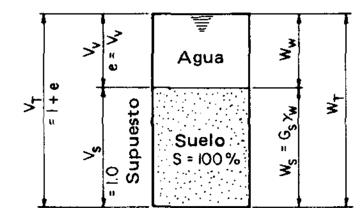


Figura E2-4

Los siguientes pasos se utilizan para derivar la fórmula requerida:

$$V_w = V_v \qquad \text{cuando } S = 100\%$$

también,

$$V_w = \frac{W_w}{G_s\gamma_w} = W_w \tag{a}$$

Supongamos que $V_s =$ 1.0, de donde

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} = V_v \tag{b}$$

De la definición de contenido de agua,

$$W_w = wW_s \tag{c}$$

De la definición de gravedad específica,

$$G_s = \frac{W_s}{V_s\gamma_w}$$

El peso de los sólidos, con $V_s =$ 1.0 es

$$W_s = G_s\gamma_w \tag{d}$$

Ahora, sustituyendo para W_s y V_T se obtiene:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} = \frac{G_s\gamma_w}{V_T} = \frac{G_s\gamma_w}{1 + V_w} \tag{e}$$

El volumen de agua es

$$V_w = \frac{W_w}{G_w\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{1(1)} = wG_s \tag{f}$$

Ahora, sustituyendo la ec. (*f*) en la ec. (*e*), se obtiene la ecuación deseada:

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1 + wG_s} \tag{2-10}$$

Obsérvese que de la definición de la relación de vacíos en la ec. (*b*)

$$e = wG_s \qquad \text{cuando } S = 100\%$$

y sustituyendo en la ec. (2-10)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \tag{2-11}$$

Ejemplo 2-5 Dado w para cualquier S, G_s, γ_w.

SE PIDE

(a) $e = f(w, S, G_s)$
(b) $\gamma_d = f(w, S, G_s, \gamma_w)$

SOLUCION Dibujar el diagrama de bloques de la fig. E2-5. Se siguen los siguientes pasos para las derivaciones requeridas.

Figura E2-5

El peso unitario seco se define como

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} \tag{a}$$

De la definición de grado de saturación, se obtiene

$$V_w = SV_v \tag{b}$$

De la definición de relación de vacíos, se obtiene

$$V_v = eV_s \tag{c}$$

Sustituyendo (c) en (b), se obtiene

$$V_w = SeV_s \tag{d}$$

De la definición de contenido de agua, se obtiene

$$W_w = wW_s \tag{e}$$

Suponiendo de nuevo $V_s = 1$ como en el diagrama de bloques y

$$W_s = 1(G_s)\gamma_w$$

También,

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wW_s}{\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{\gamma_w} \tag{f}$$

Ahora, igualando (*d*) con (*f*) con $V_s = 1$ para obtener

$$Se = wG_s \tag{2-12}$$

que es la ecuación deseada para la parte (*a*). El lector debe verificar que, no obstante que S y w son presentados en porcentajes, en ésta y otras ecuaciones se emplean en la forma decimal.

Ahora, para encontrar la ecuación para la parte (*b*), se reordena la ec. (2-12) para obtener

$$e = \frac{w}{S} G_s$$

y se sustituye en la ec. (2-11) para *e* a fin de obtener

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + (w/S)G_s} \tag{2-13}$$

Ejemplo 2-6

DATOS Una muestra de suelo *saturado* tiene una gravedad específica de $G_s = 2.67$ y los datos del contenido de agua como sigue:

Peso del recipiente metálico + suelo húmedo = 150.63 g
Peso del recipiente metálico + suelo seco = 131.58 g
Peso del recipiente metálico = 26.48 g

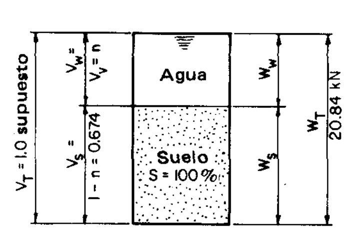


Figura E2-6

SE PIDE
(*a*) Contenido de agua del suelo
(*b*) Pesos unitarios seco y saturado del suelo (ambos en SI y p/lb/s)

SOLUCION Se construye un diagrama de bloques (fig. E2-6) y se colocan en el diagrama los datos seleccionados y los resultados a medida que son calculados.

Paso 1 Calcular el contenido de agua con los datos dados.

Peso del suelo seco = 131.58 − peso del recipiente
= 131.58 − 26.48 = 105.10 g
Peso del agua = 150.63 − 131.58 = 19.05 g

de los que el contenido de agua es calculado como

$$w = \frac{19.05}{105.10} \times 100 = 18.1\%$$

Paso 2 Encontrar los pesos unitarios seco y saturado:

Supóngase: $V_T = 1.0$ (Podría resultar más fácil suponer que $V_s = 1.0$ para los datos dados, pero esto es para ilustrar que se puede suponer cualquier volumen). Con $V_T = 1.0$ la porosidad n es

$$n = \frac{V_v}{V_T} = V_v$$

y el volumen de sólidos es

$$V_s = V_T - V_v = 1 - n \qquad \text{los valores se muestran en la fig. E2-6}$$

Según la fig. E2-6, la definición de γ_w y haciendo = 1.0,

$$V_v = wW_s = wV_sG_s = w(1-n)G_s$$
$$= 0.181(1-n)2.67 = 0.483 - 0.483n$$

Ya que $V_T = 1 = V_s + V_v$, por sustitución de valores se tiene

$$0.483 - 0.483n + 1 - n = 1.0$$
$$n = 0.326 \text{ (unidades)}$$

y el volumen de sólidos es

$$V_s = 1 - n = 1 - 0.326 = 0.674$$

de donde fácilmente se calcula el peso unitario seco

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} = 0.674(2.67)(1)(9.807) = 17.65 \text{ kN/m}^3$$
$$= 0.674(2.67)(1)(62.4) = 112.3 \text{ lb/p}^3$$

El peso unitario saturado se calcula como (usando la definición de contenido de agua)

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + W_w$$
$$= 17.65 + 0.181(17.65) = 20.84 \text{ kN/m}^3$$

y en unidades p/lb/s el peso unitario saturado es

$$\gamma_{sat} = \frac{20.84}{9.807}(62.4) = 132.6 \text{ lb/p}^3$$

Estos seis ejemplos cubren varios tipos y métodos de calcular relaciones volumétricas-gravimétricas. Las combinaciones de estos métodos deben capacitar al lector para calcular cualquiera otra relación necesaria.

2-3 SUELOS NO COHESIVOS Y COHESIVOS

Si existe una característica física inherente a la masa de granos de suelo consistente en que al humedecimiento y/o cualquier subsiguiente secado, los granos de suelo se pegan de tal manera que es necesario aplicar alguna fuerza para separarlos en el estado seco, se dice que el suelo es *cohesivo.* Si los granos de suelo se separan después del secado y solamente se pegan cuando están húmedos debido a las fuerzas de tensión superficial en el agua, el suelo es *sin cohesión* o no cohesivo. Un suelo cohesivo puede ser no plástico, plástico o un fluido viscoso, dependiendo del valor instantáneo del contenido de agua. Un suelo sin cohesión no presenta una línea de demarcación entre los estados plástico y no plástico, ya que este tipo de suelo es no plástico para todos los intervalos de contenido de agua. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, un suelo *sin cohesión* con un alto contenido de agua puede actuar como un fluido viscoso.

2-4 LIMITES DE ATTERBERG (O DE CONSISTENCIA)

Un investigador sueco, especialista en suelos, A. Atterberg, dedicado a trabajos de cerámica y agricultura, propuso (1911) cinco estados de consistencia del suelo. Estos límites de consistencia del suelo están basados en el contenido de agua y son:

1. *Límite líquido* w_L. El contenido de agua por encima del cual el suelo se comporta como un líquido viscoso (una mezcla de suelo-agua con una resistencia al corte no medible). En ingeniería de suelos el límite líquido se define más bien arbitrariamente como el contenido de agua al cual 25 golpes de la máquina del límite líquido cierran una acanaladura cortada en la pastilla de suelo en una distancia de 1.27 cm. Casagrande (1958) y otros han modificado el ensayo inicialmente propuesto por Atterberg, de tal forma que depende menos de la subjetividad del operador y es más reproducible. Con equipo estándar, varios operadores pueden reproducir valores del límite líquido dentro del 1 a 2 por ciento (i.e., digamos w_L = 39 ± 2 por ciento y no 39 × 0.02).
2. *Límite plástico* w_P. El contenido de agua por debajo del cual el suelo no se comporta ya como un material plástico. Es en el intervalo de contenidos de agua entre w_L y el límite plástico w_P cuando el suelo se comporta como un material plástico. Este intervalo se denomina *índice de plasticidad* (o índice plástico) y se calcula como

$$I_P = w_L - w_P \tag{2-14}$$

Por la definición del I_P es imposible obtener un valor negativo.

El límite plástico también se define arbitrariamente como el contenido de agua al cual se agrieta o rompe un cilindro de suelo cuando se lo enrolla a un diámetro de 3mm. Este ensayo está más sometido a la

subjetividad del operador que el ensayo de límite líquido, pero la experiencia indica que los resultados son reproducibles dentro de 1 a 3 por ciento por técnicos más experimentados.

3. *Límite de contracción* w_S. El contenido de agua, definido al grado de saturación = 100 por ciento, bajo el cual no ocurre un cambio ulterior de volumen del suelo con un secado adicional. Este límite es de considerable importancia en zonas áridas y para ciertos tipos de suelo, que experimentan cambios apreciables de volumen al variar el contenido de agua.

   Se debe observar que cuanto más pequeño es el límite de contracción, más susceptible es el suelo al cambio de volumen, es decir, a menor w_S, menos agua se requiere para iniciar el cambio de volumen del suelo. Si el límite de contracción es de 5 por ciento, entonces, cuando el contenido de agua in situ excede este valor, el suelo comienza a expandirse. Las ubicaciones relativas de w_L, w_P, y w_S en la escala del contenido de agua se ilustran en la fig. 2-3.

4. *Límite de pegajosidad.* El contenido de agua al cual el suelo pierde su propiedad adhesiva y cesa de pegarse a otros objetos tales como las manos o la superficie metálica pulida de la hoja de una espátula. Este límite tiene alguna significación en agricultura y para los contratistas de movimiento de tierra, ya que el arrastre en la cuchilla del arado se aumenta si el suelo está lo suficientemente húmedo para pegarse a ella.

5. *Límite de cohesión.* El contenido de agua al cual los granos de suelo cesan de pegarse unos a otros, es decir, al cual el cultivo del suelo no resulta en formación de terrones o bloques. Este límite tiene más significación para el agricultor que para el ingeniero de suelos.

Los límites líquido, plástico y de contracción son bien conocidos en el mundo. El límite de pegajosidad ha sido usado en Europa, pero en general, los límites de pegajosidad y de cohesión no han sido usados por los ingenieros geotécnicos.

Resulta evidente de esta discusión que los límites de Atterberg existen solamente para suelos *cohesivos*. La tensión superficial da a los suelos sin cohesión una *cohesión aparente*, así llamada, porque la cohesión desaparece cuando el suelo está completamente seco o completamente saturado. Desde un punto de vista práctico, un suelo sin cohesión pero con cohesión aparente (mojado a húmedo, pero no saturado) puede ser excavado con un corte vertical para profundidades reducidas o pueden ejecutarse perforaciones con son-

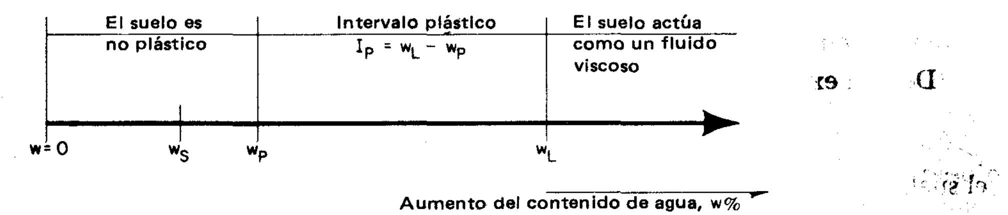


Figura 2-3 Ubicaciones relativas de los límites plástico y líquido de un suelo.

das en las que la perforación permanecerá abierta. Cuando el suelo se seca o se satura, la cohesión aparente desaparece y los lados del corte o de la perforación se derrumban.

Los límites líquido y plástico, junto con el índice de plasticidad, son requeridos para los varios sistemas de clasificación del suelo en el capítulo 4.

2-5 HUMEDAD DEL SUELO

La humedad o contenido de agua de un suelo se definió anteriormente como la razón entre el peso del agua de los poros del suelo y el peso de los sólidos del suelo (granos). Se ha hecho una distinción entre la determinación del contenido de agua de las muestras que se investigan en el laboratorio y el contenido de agua que corresponde al valor instantáneo en el terreno. Este último valor se denomina *humedad natural* o contenido de agua del suelo y se le ha dado el símbolo w_N. El valor de la humedad natural de terreno w_N variará según la ubicación de la muestra de suelo, i.e., en o cerca de la superficie del suelo, profundidad en el terreno, cercanía a un lago, lluvia reciente, etc. Es evidente que las muestras obtenidas por debajo del nivel de agua permanente del terreno probablemente no experimentarán cambios en el contenido de agua día tras día o año tras año. Por otra parte, las muestras del suelo cercanas a la superficie del terreno o por encima de algún nivel permanente de agua tendrán un contenido natural de humedad variable debido a factores climáticos tales como temperatura, monto, duración y proximidad de la lluvia, duración de los períodos de sequía. El contenido real de agua depende de la relación de vacíos, de la ubicación de la muestra y de los factores climáticos, como los anteriormente citados.

2-6 INDICES DE CONSISTENCIA DEL SUELO

El estado o estado potencial de consistencia de un suelo natural puede ser establecido a través de una relación denominada *índice de liquidez* I_L,

$$I_L = \frac{w_N - w_P}{I_P} \qquad \text{(2-15)}$$

en donde w_N es la humedad natural o contenido de agua del suelo en el terreno o in situ. La relación entre el contenido de agua *e* I_L se ilustra en la fig. 2-4.

De esta expresión se puede ver que si

$$0 < I_L < 1$$

el suelo está en el intervalo plástico. Si

$$I_L \geq 1.0$$

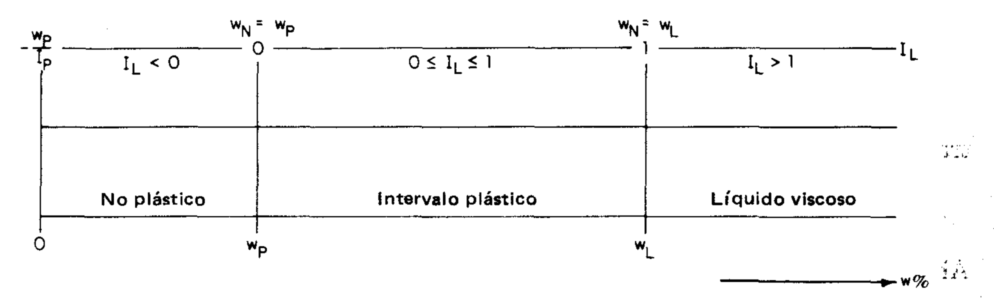


Figura 2-4 **Relaciones entre w_P, w_L, y w_N en el cálculo de I_L**

el suelo está en el estado líquido o potencialmente líquido. En este estado y en condiciones normales, puede ser estable, pero una sacudida repentina o el remoldeo puede transformar la masa en un líquido. Tal suelo sería conocido como una arcilla sensitiva. Tales depósitos de suelo existen en el Canadá sudoccidental y en Escandinavia.

Otra relación ocasionalmente usada es el *índice de consistencia*, definido como

$$I_C = \frac{w_L - w_N}{I_P} \tag{2-16}$$

con todos los términos tal como fueron previamente definidos. Ambas ecuaciones (2-15) y (2-16), proporcionan un valor índice entre 0 y 1 cuando la humedad de terreno está entre w_P y w_L. Las diferencias esenciales están en los valores numéricos cuando el suelo en el terreno tiene un contenido de humedad natural mayor que el límite líquido o menor que el límite plástico.

El índice de consistencia más importante es el índice plástico (o índice de plasticidad) I_P, previamente definido por la ec. (2-14). En general, a mayor índice de plasticidad, mayores serán los problemas de ingeniería asociados con el uso del suelo como material de ingeniería, tales como soporte de cimentaciones para edificios residenciales, sub-bases para caminos, etc.

Hay muchas correlaciones de ingeniería de las propiedades del suelo y de su comportamiento asociadas con el índice de plasticidad, tales como la resistencia del suelo, las presiones horizontales in situ, o en el lugar y potencial de contracción-expansión. La mayoría de estas correlaciones deben ser usadas con cautela; algunas son razonablemente confiables, pero muchas son apenas algo mejor que simples conjeturas.

2-7 SUPERFICIE ESPECIFICA

La superficie específica relaciona el área superficial de un material al peso o al volumen del material, siendo generalmente preferido el volumen. Usando esta última definición, la superficie específica es:

$$\text{Superficie específica} = \frac{\text{área superficial}}{\text{volumen}} \tag{2-17}$$

Físicamente, el significado de la superfice específica puede ser demostrado usando un cubo de 1 cm × 1 cm × 1 cm como sigue:

$$\text{Superficie específica} = \frac{\text{área superficial}}{\text{volumen}} = \frac{6}{1} = 6$$

Ahora, subdividamos el cubo de tal manera que cada lado sea de 0.5 cm.

Número de cubos = $2 \times 2 \times 2 = 8$

Area superficial = $(0.5)^2(6)(8) = 12\ \text{cm}^2$

y

Superficie específica $= \frac{12}{1} = 12$

Ahora dividamoslos lados por 10:

Número de cubos $= 10 \times 10 \times 10 = 1{,}000$

Area superficial $= (0.1)^2(6)(1{,}000) = 60\ \text{cm}^2$

y

Superficie específica $= \frac{60}{1} = 60$

Esto ilustra que las partículas grandes, sean cubos o partículas de suelo, tienen menores áreas superficiales por unidad de volumen y, en consecuencia, superficies específicas menores que los granos de suelo pequeños.

Ahora, si se dispusiera de suficiente agua para sólo humedecer el área superficial en el ejemplo precedente, se necesitaría 10 veces más agua para humedecer la superficie de todos los granos cuando los cubos fueran de 0.1 cm × 0.1 cm × 0.1 cm en relación con el mismo volumen ocupado por un solo cubo de 1 cm^3. Obsérvese también que si se intentara remover el agua de la superficie húmeda del suelo, habría que remover 10 veces más agua de los granos más pequeños.

La discusión ilustra que la superficie específica está inversamente relacionada con el tamaño del grano de un suelo. Generalmente, no se calcula el valor para casos prácticos, ya que los granos de suelo natural son muy irregulares en forma, pero se puede extrapolar de los párrafos precedentes que una masa de suelo constituido por muchas pequeñas partículas tendrá una mayor superficie específica que la misma masa compuesta por partículas grandes.

De acuerdo con el concepto de superficie específica, se podrían esperar mayores contenidos de humedad para suelos de grano pequeño que para suelos de grano grueso, siendo iguales sus otros aspectos; sin embargo, también se deben considerar el efecto del tamaño del grano en la relación de vacíos de los suelos y factores exteriores tales como el ambiente y la ubicación de la muestra.

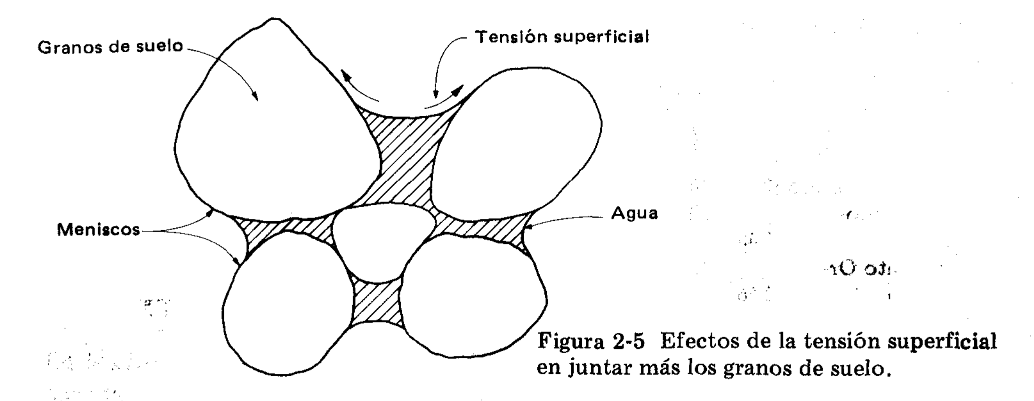


Figura 2-5 Efectos de la tensión superficial en juntar más los granos de suelo.

La superficie específica es un factor primario en el diseño del concreto y de una mezcla asfáltica, ya que en ambos tipos de diseño es necesario suministrar suficiente pasta de cemento o de asfalto para cubrir las superficies de las partículas.

La superficie específica es un factor primario en suelos sujetos a cambio de volumen y a los efectos de la tensión superficial del agua en las interfases de las partículas, tal como se muestra en la fig. 2-5. Cuando se tiene un número grande de partículas de tamaños pequeños, los efectos acumulativos de la tensión superficial de la película de agua para unir o atraer las partículas hacia estados más compactos, es de gran magnitud (aunque la magnitud real de tensión superficial por unidad de área sea pequeña).

2-8 GRAVEDAD ESPECIFICA

La gravedad específica fue definida en la ec. (2-8) como la razón entre un peso unitario del material y el peso unitario del agua. El ensayo de laboratorio para determinar la gravedad específica del suelo (G_s de los granos de suelo) se describe brevemente en el cap. 3.

La tabla 2-1 presenta la gravedad específica de varios minerales comunes en los suelos. La mayoría de los suelos (granos individuales agregados) contienen grandes cantidades de cuarzo y feldespatos y en una menor extensión mica y minerales ferrosos.

Los resultados de muchas determinaciones de gravedades específicas de considerable número de suelos indican que los valores de 2.55 a 2.80 enmarcarán casi todos los suelos, en donde la mayoría de los valores estarán entre 2.60 y 2.75. En realidad, el ensayo de gravedad específica no es realizado frecuentemente y los valores se toman arbitrariamente, tal como sigue:

Arenas, gravas, materiales de grano grueso	$G_s = 2.65–2.67$
Suelos cohesivos, tales como mezclas de arcilla, limo, arena, etc.	$G_s = 2.68–2.72$
Arcilla	Use valores de la tabla 2-1 para el tipo específico.

Tabla 2-1 Valores típicos de gravedad específica para minerales del suelo

Mineral	Gravedad específica	Mineral	Gravedad específica
Bentonita	2.13–2.18	Muscovita (mica)	2.80–2.90
Yeso	2.30	Dolomita	2.87
Gibsita	2.30–2.40	Aragonita	2.94
Montmorillonita	2.40	Anhidrita	3.00
Feldespato Ortoclásico	2.56	Biotita (mica)	3.00–3.1
Ilita	2.60	Hornblenda	3.00–3.47
Cuarzo	2.60	Augita	3.20–3.40
Caolinita	2.60–2.63	Olivina	3.27–3.37
Clorita	2.6 –3.0	Limonita	3.8
Feldespato plagioclásico	2.62–2.76	Siderita	3.83–3.88
Talco	2.70–2.80	Hematita	4.90–5.30
Calcita	2.80–2.90	Magnetita	5.17–5.18

Un ejemplo del error inducido en el cálculo de la relación de vacíos cuando se utiliza un G_s de 2.65 en lugar del valor verdadero de 2.60 obtenido en el ensayo de laboratorio, se calcula de la siguiente manera:

Dado un suelo de $\gamma_d = 1.80$ g/cm^3 (debiera ser representativo, pero implica un error de ± 0.05 g/cm^3).

A partir de la definición de gravedad específica,

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

En consecuencia, el volumen de los sólidos es

$$V_s = \frac{1.80}{2.60(1)} = 0.692 \text{ cm}^3 \text{ (verdadero)}$$

$$V'_s = \frac{1.80}{2.65(1)} = 0.679 \text{ cm}^3 \text{ (supuesto)}$$

El volumen de vacíos V_v para los dos casos es

$$V_v = 1 - 0.692 = 0.308 \rightarrow e = \frac{0.308}{0.692} = 0.445$$

y

$$V'_v = 1 - 0.679 = 0.321 \rightarrow e' = \frac{0.321}{0.679} = 0.473$$

El aumento porcentual en la relación de vacíos debido al uso del valor erróneo de G_s es

$$\text{Por ciento} = \frac{e'-e}{e} \times 100 = \frac{0.473-0.445}{0.445} \times 100 = 106\%$$

La relación de vacíos es 6 por ciento mayor al usar el valor erróneo de 2.65. Como esta solución también depende de $\gamma_d =$ 1.80 que es estadísticamente correcto, puede haber algún error compensatorio. Al realizar cálculos similares con $\gamma_d =$ 2.0 y 1.5 g/cm^3, el porcentaje de aumento es 8.2 por ciento y 4.5 por ciento respectivamente. También el valor "verdadero" de 2.60 será verdadero si la pequeña cantidad de suelo (hasta 150 g) usada para determinar G_s es verdaderamente representativa de la masa de suelo.

2-9 TEXTURA DEL SUELO

La textura del suelo puede ser definida como la apariencia visual de un suelo basada en la composición cualitativa de los tamaños de los granos del suelo en una masa dada. Partículas grandes con mezcla de algunas pequeñas darán una apariencia gruesa o un suelo de *textura gruesa*. Un conglomerado de partículas menores dará un material de *textura media* y un conglomerado de partículas de grano fino da un suelo de *textura fina*. Puede observarse, sin embargo, que los terrones de materiales de grano fino darán una textura *gruesa*, así que también tenemos que relacionar la textura al estado de las partículas elementales del suelo. La fig. 2-6 indica la clasificación de texturas de varios suelos.

La textura basada en la apariencia visual se usa a menudo en la clasificación de suelos de materiales sin cohesión, tales como arena gruesa, arena media a gruesa y grava, arena fina, etc. La textura no se usa para suelos cohesivos ya que el estado del suelo es un factor en la textura (i.e., los terrones pueden ser pulverizados), como se ilustra con los suelos 8 y 9 de la fig. 2-6.

2-10 FASES DEL SUELO

La definición de fase, tal como la emplean los químicos, es "cualquier parte homogénea de un conjunto de materiales separada del resto por límites físicos, como agua en hielo, con vapor de agua encima". En este contexto, es evidente que una masa de suelo puede ser un:

1. Sistema de dos fases o bifásico consistente en suelo y aire ($S =$ 0 por ciento, suelo y agua ($S =$ 100 por ciento) o suelo y hielo ($S =$ 100 por ciento).
2. Sistema trifásico (en relación con la fig. 2-1) consistente en suelo, agua y aire ($0 < S < 100$ por ciento); suelo, hielo y aire ($0 < S < 100$ por ciento) o suelo, agua y hielo ($S =$ 100 por ciento).
3. Sistema cuadri-fásico consistente en suelo, agua, hielo y aire. Naturalmente que el "aire" puede contener cantidades apreciables de vapor de agua.

2-11 TAMAÑO DEL GRANO

El tamaño del grano de un suelo se refiere a los diámetros de las partículas que forman la masa de suelos. Como un examen macroscópico de una masa

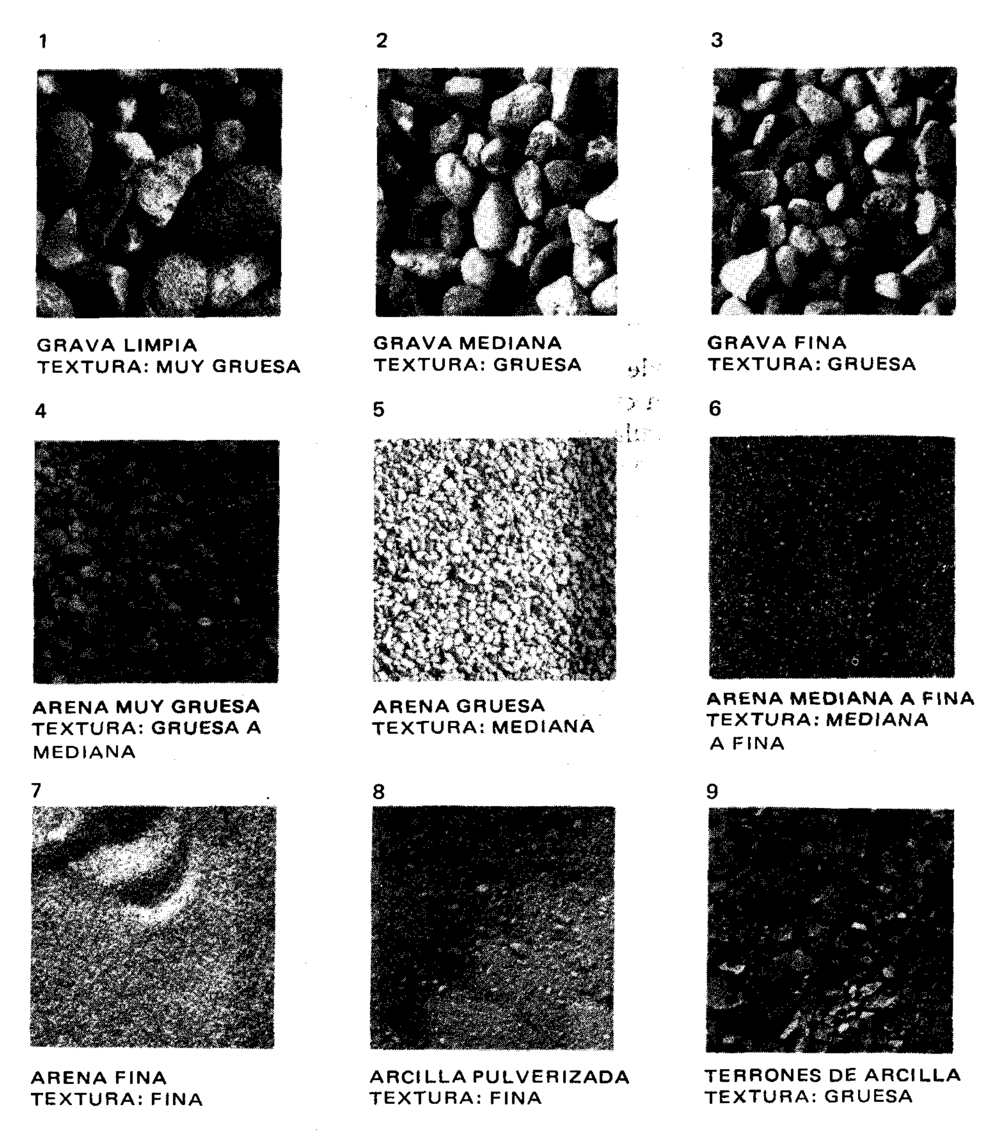


Figura 2-6 Textura de varios suelos

de granos de suelo indica que pocas, si es que existen algunas, de las partículas son redondas y que en consecuencia posean un diámetro, se puede concluir que ésta es una descripción más bien vaga de suelo.

El tamaño del grano se determina cerniendo una cantidad de suelo a través de una serie de cribas de aberturas de malla progresivamente más pequeñas desde arriba hacia el fondo de la rima. La cantidad de suelo retenido en un tamiz dado de la rima se denomina uno de los tamaños de grano de la muestra de suelo: De hecho esta operación sólo separa una porción del suelo

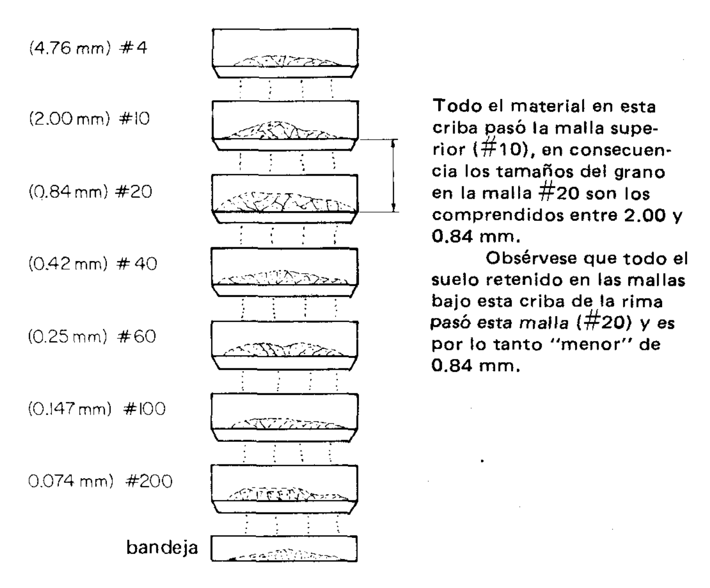


Figura 2-7 **Análisis de cernido de un suelo. Obsérvese que el orden de las mallas es tal, que las aberturas de los tamices decrecen en tamaño desde el extremo superior hacia el** fondo de la rima.

entre dos tamaños: el indicado por la criba en consideración y el tamaño de la inmediatamente encima de ella en la rima, como se ilustra en la fig. 2-7.

La fig. 2-8 ilustra tanto la forma como el tamaño de los grupos de partículas separados. Todas las partículas de suelo, excepto las del suelo No. 2 fueron cernidas a través de la malla No. 10 y retenidas en la malla No. 20, y ellas muestran claramente un arreglo de tamaños de las partículas. El suelo 2 es una arena fina de playa de Atlantic City, New Jersey, y fue retenida en la malla No. 60. Los suelos 1 a 3 son suelos transportados, bien redondeados, el suelo 1 es de arena de Ottawa, y el suelo 3, una arena de un río cerca de Peoria, Illinois. Los suelos 4 y 5 son de lo que se denomina llamado suelo residual (con relación al cap. 5) y se caracterizan por partículas angulares. El suelo 4 es de Kentucky y el suelo 5, de Georgia. El suelo 6 es roca molida y se muestra para efectos de comparación.

Los tamaños de los tamices varían desde aberturas de 101,6 mm (4 pulgadas) a 0.037 mm (No. 400). Todas las aberturas son cuadradas; en consecuencia, lo que constituye el diámetro de una partícula de suelo es algo más bien académico, ya que la probabilidad de que una partícula pase por una abertura dada de malla depende tanto de su tamaño como de su orientación con respecto a la abertura de la malla.

Los tamaños de cribas están referidos a las aberturas de malla desde 101.6 mm a 6.35 mm; después los tamices se designan por números (ver tabla 3-2). El uso de tamices de números mayores que el No. 200 (0.074

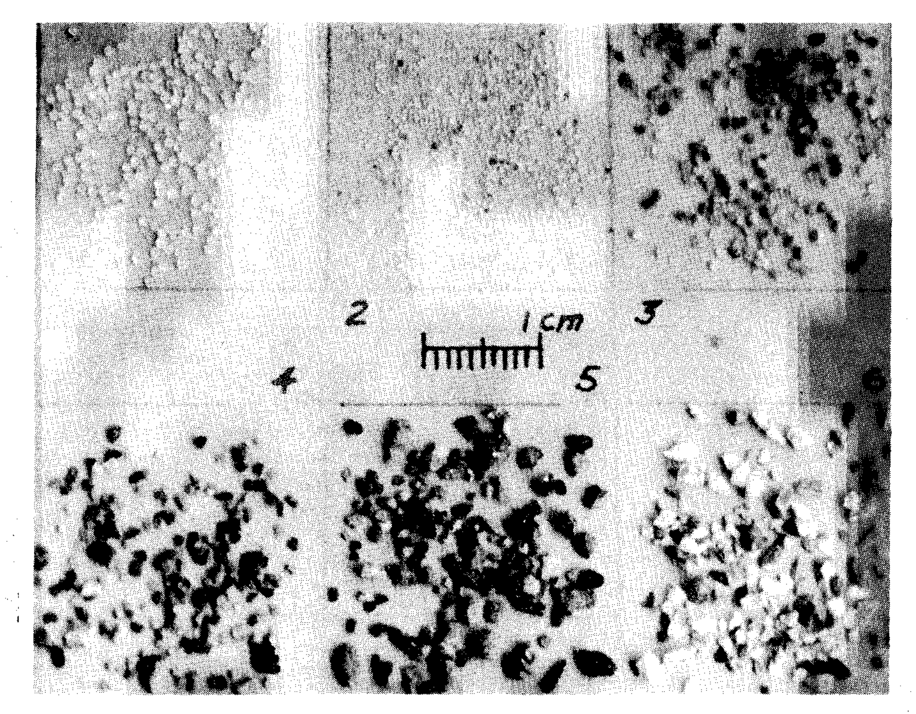


Figura 2-8 Varios suelos para ilustrar el tamaño del grano y su arreglo.

mm)[3] es impráctico ya que el suelo puede ser cernido a través de este tamaño solamente con algunas dificultades. Esta malla es tan fina, que apenas si empieza a ofrecer resistencia al flujo del agua; el suelo, es evidente, ofrece mayor resistencia a pasar a través de la malla que el agua.

Para determinar aproximadamente los diámetros de partículas menores de 0.07 mm, se usa un análisis basado en la velocidad de caída de esferas a través de un fluido viscoso (Ley de Stokes). Un método de utilizar la ley de Stokes consiste en emplear un hidrómetro para medir la gravedad específica de la suspensión agua-suelo, denominado análisis hidrométrico (ver cap. 3).

El análisis del tamaño del grano es útil y ayuda a identificar propiedades del suelo tales como

1. Si un suelo dado puede ser fácilmente drenado
2. Si el suelo es apropiado para uso en construcción de proyectos, tales como presas, diques y caminos
3. Levantamiento potencial por heladas
4. Altura estimada del ascenso capilar (cap. 8)

---

[3] O la abertura de malla más próxima correspondiente a otras especificaciones, como se indica en la Tabla 3-2

5. Si puede ser usado en mezclas para asfalto o concreto (debe entenderse que la definición de "suelo" incluye la arena y grava usadas en la manufactura del concreto.)
6. Diseño de filtros para prevenir el lavado de material fino de la masa de suelo y su pérdida (ver sec. 9-15)

El análisis de tamaño del grano es una parte importante en la mayoría de las clasificaciones de suelos, que se considerarán en el cap. 4.

2-12 PESOS UNITARIOS DEL SUELO (SECO, HUMEDO Y SUMERGIDO)

En la sección 2-2 se dio la definición básica de peso unitario del suelo como peso por unidad de volumen del material. Mediante examen de la fig. 2-1, se llega a la conclusión de que, en general, el peso unitario es

$$\gamma = f(G_s, e, w)$$

Es decir, que el peso unitario del suelo puede depender sólo del peso de los granos de suelo individuales [$f(G_s)$], del número total de partículas de suelo presentes [$f(e)$] y de la cantidad de agua existente en los vacíos [$f(w)$]. Debe recordarse que el peso unitario sólo puede ser alterado cambiando la relación de vacíos y/o el contenido de humedad de la masa de suelo (ya que $G_s =$ constante para una masa de suelos dada). Estrictamente, el peso unitario es un vector de estado y debiera incluir la relación de vacíos y el contenido de agua en la descripción; sin embargo, con la excepción de los términos calificatorios tales como peso unitario "húmedo" y "seco", esto rara vez se hace, entendiéndose a menudo que el peso unitario es para el estado correcto del suelo, i.e., se supone que el estado (condición) es constante.

Un peso unitario especial de considerable interés para el ingeniero de suelos es el *peso unitario boyante* (*o sumergido*) representado con el símbolo γ'. Con relación a la fig. 2-9, se considera un cubo saturado de suelo de 1 cm × 1 cm × 1 cm y se pesa. Este peso es, por supuesto, γ_{sat}, ya que es el peso de un volumen unitario de material saturado. Luego se suspende el cubo bajo agua, como se muestra en la fig. 2-9*b*. La pregunta es cuál es el peso que señala la balanza.

Del análisis de un cuerpo libre,

$$\sum F_v = 0$$

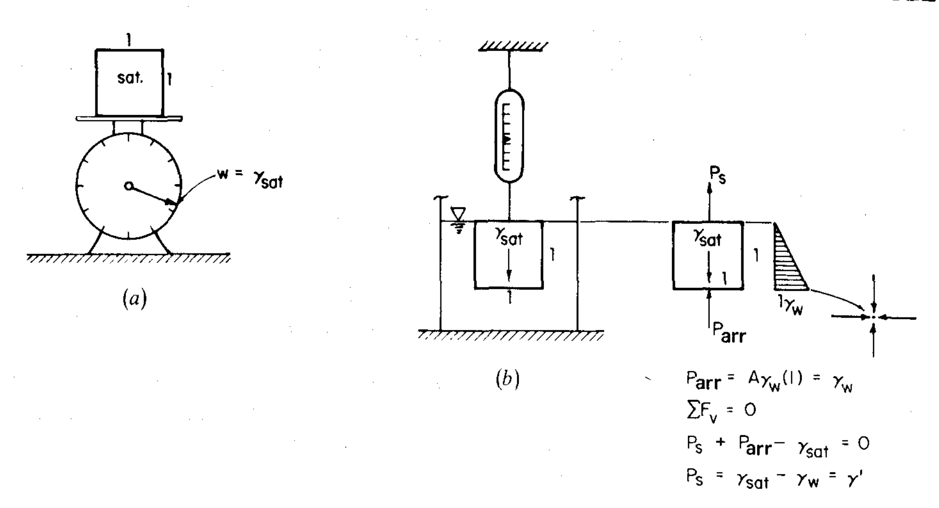
$$P_s + P_{arr} - \gamma_{sat} = 0$$

pero

$$P_{arr} = \sigma A = \gamma_w(h)(A) = \gamma_w(1)(1) = \gamma_w$$

En consecuencia

$$P_s + \gamma_w - \gamma_{sat} = 0$$



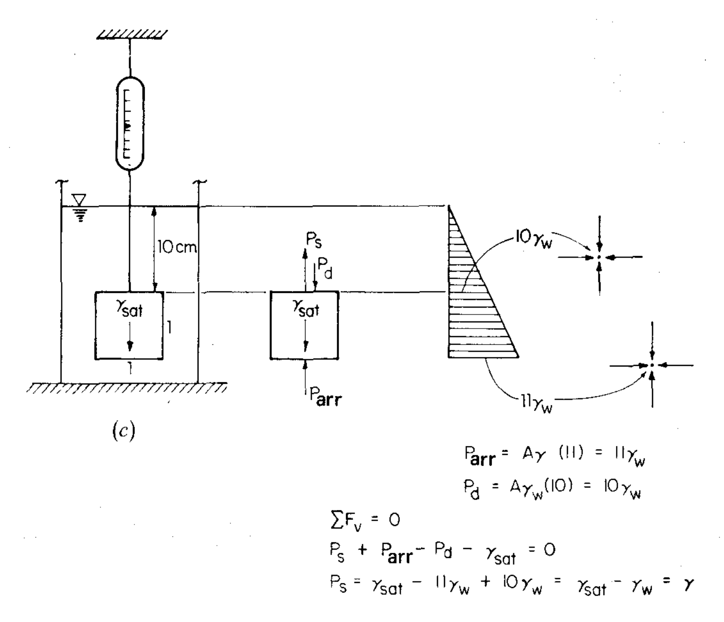


Figura 2-9 **Desarrollo del concepto de peso unitario boyante del suelo. A partir de (*b*) y (*c*) puede observarse que la profundidad de sumersión no afecta el peso unitario sumergido (boyante) de un suelo. (*a*) Cubo unitario de suelo saturado colocado en la balanza. (*b*) Cubo unitario de suelo sumergido desde la balanza. Obsérvese que el suelo se saturará si no lo estaba ya. (*c*) Cubo unitario sumergido 10 cm para ilustrar que el efecto de flotación es independiente de la profundidad de sumersión.**

o

$$P_s = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

pero con una unidad de volumen, P_s es el peso unitario del suelo sumergido; por lo tanto

$$P_s = \gamma'$$

y el peso *unitario sumergido* (también llamado *boyante*) es

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \tag{2-18}$$

El lector podría preguntarse qué indicaría la balanza si el cubo de suelo que se va a pesar estuviera 10 cm por debajo de la superficie del agua, como en la fig. 2-9*c*. Nuevamente

$$\sum F_v = 0$$

$$P_s + P_{arr} - \gamma_{sat} - 10\gamma_w = 0$$

pero

$$P_{arr} = \sigma A = \gamma_w hA = \gamma_w(1)(10 + 1) = 10\gamma_w + \gamma_w$$

en consecuencia

$$P_s + 10\gamma_w + \gamma_w - \gamma_{sat} - 10\gamma_w = 0$$

o la balanza señala

$$P_s = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma'$$

como antes, indicando que el efecto de sumersión es independiente de la ubicación de la superficie del agua por encima del suelo.

El peso unitario sumergido de un suelo tiene una particular importancia en mecánica de suelos, como lo indica la sección siguiente y los capítulos posteriores.

2-13 PRESIONES INTERGRANULARES — SUELOS SATURADOS

La fig. 2-10*a* ilustra una masa de suelos en una gran escala, tal como podría existir in situ (en el terreno o en el lugar). Como no hay agua presente, no hay obviamente nada para soportar el suelo sobre el plano *A-A*, excepto los contactos entre los granos en el plano *A-A*. Es evidente que el aire de los espacios de poros cortados por el plano *A-A* no soporta parte alguna del peso del suelo por encima de este plano. La presión de contacto grano a grano se llama *presión intergranular* (*o efectiva*). Es esta la presión que se usa en las ecuaciones usuales de fricción de la física para evaluar la resistencia friccionante (en unidades de *N*) como

$$F_f = \nu N$$

en donde

$\nu =$ coeficiente de fricción
$N =$ fuerza normal o tensión

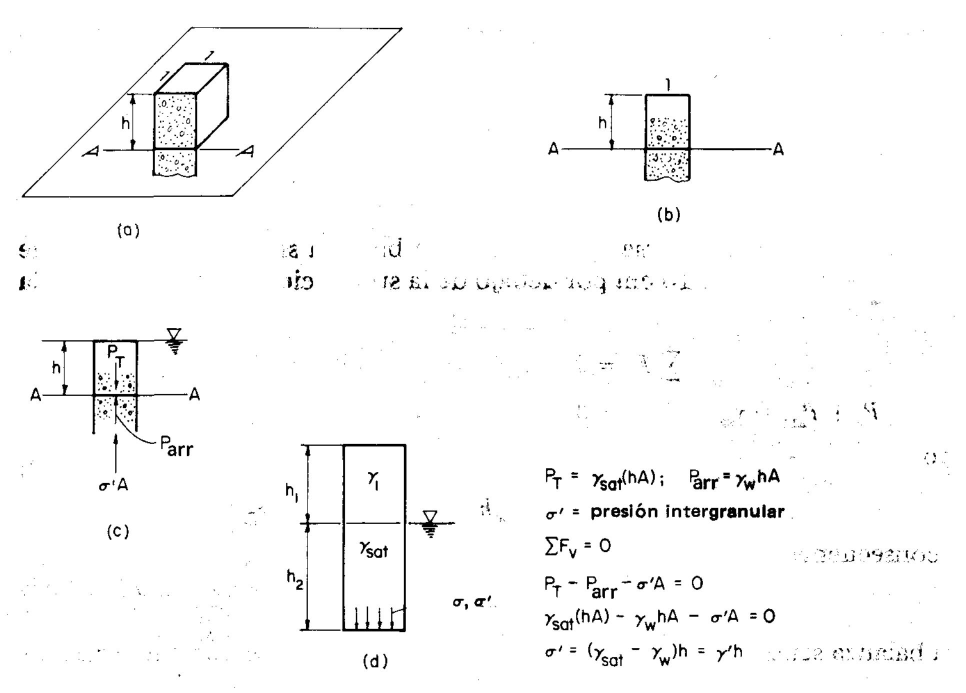


Figura 2-10 Diagrama ilustrativo de las presiones total, neutra (o de poros) e intergranular.

En el caso de un bloque de acero puesto sobre la superficie superior de un segundo bloque, la fuerza normal (o tensión) N es distribuida uniformemente sobre la base del bloque superior y el espacio de poros es despreciable. Para suelos, nuevamente con relación a la fig. 2-10, el espacio de poros no es despreciable y la fuerza normal N es la presión o fuerza intergranular. Esto no significa que la presión de contacto no sea calculada como

$$\sigma_n = \frac{P}{A_{\text{nominal}}}$$

para ambos materiales, sino más bien que la presión de contacto es el factor contribuyente en la ecuación de fricción. Es conveniente calcular σ_n en trabajos de suelos usando la sección nominal que se está tensionando en vez del área de los puntos de contacto grano a grano, ya que no se conoce esta última área y no hay manera de calcularla. De interés es la tensión friccional (esfuerzo de fricción) $\sigma_f = \nu\sigma_n$, y si ideamos medios para medir σ_f y σ_n, entonces, efectivamente, ν proporciona una ecuación compatible.

Si el sistema de suelos de la fig. 2-10*b* es sumergido como en la fig. 2-10*c*, ¿cuál es la presión efectiva? Mediante simple razonamiento, podemos deducir que la presión de contacto será menor que antes en una magnitud igual a

la flotación en el agua. Se puede calcular matemáticamente la presión efectiva de la siguiente forma:

$$\sum F_v = 0 \qquad \text{en el plano } A-A$$

lo que da

$$\gamma_{sat} h(A) - \gamma_w h(A) - \sigma' A = 0$$

Resolviendo para la presión efectiva, obtenemos

$$\sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)h = \gamma' h \tag{2-19}$$

en donde el símbolo γ' siempre se usa para el peso unitario boyante definido en la ec. (2-18).

La presión total σ_t en el plano *A-A* se calcula como

$$\sigma_t = \gamma_{sat}\, h \tag{2-20}$$

Las dos últimas ecuaciones desprecian cualquier resistencia al movimiento vertical a lo largo de los lados de la columna de suelo (i.e., fricción lateral); sin embargo, considerando que ésta es una proyección plana unitaria de un área plana muy grande in situ, el error es despreciable.

La ecuación (2-20) está basada en el concepto de apilar una serie de cubos unitarios de cierto peso en una columna de suelo; en consecuencia la tensión total σ_t es

$$\frac{W}{A}(\text{total}) = \sigma_t = \sum h\gamma_{sat} \qquad \text{kPa}$$

y la tensión efectiva σ' es (con el agua en la cúspide de la columna de suelo de cubos h, en metros)

$$\sigma' = \sum \gamma' h \qquad \text{kPa}$$

Estas ecuaciones deben ser ajustadas para el peso de la columna de suelo por encima del plano de interés cuando el nivel del agua está sólo en parte de la altura de la columna, como se ilustra en la fig. 2-10*d* y en el ej. 2-7. En general, las tensiones total y efectiva son

$$\sigma = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2$$
$$\sigma' = \gamma_1 h_1 + \gamma' h_2$$

La ecuación (2-19) también puede ser escrita como

$$\sigma' = \sigma - u \tag{2-21}$$

en donde

σ' = presión intergranular o efectiva
σ = presión total tal como se indicó en la fig. 2-10*d*
$u = \gamma_w h$ = presión de poros o neutra

También se puede escribir la ec. (2-21) para incluir el efecto de cambio en la presión de poros, Δu, a partir de una cierta presión de poros inicial (usualmente estática) como

$$\sigma' = \sigma - (u + \Delta u) \tag{2-21a}$$

El ascenso del nivel de agua en el terreno significa un $+\Delta u$ y el descenso produce un $-\Delta u$. Si se inserta un tubo vertical en el suelo y se permite el ascenso del agua en él hasta su nivel estático, la altura del agua en cualquier instante es la presión de poros en la punta del tubo. Un tubo como éste se denomina *piezómetro* y es ampliamente usado en el campo para medir la presión de poros. Como el agua que entra a un tubo de corriente de alta presión no se traslada instantáneamente desde un punto A a uno B situado a cierta distancia, aunque la línea proporcione un ducto casi ideal, sería lógico suponer que si llenamos el tubo piezométrico, se necesitará algún tiempo para que el agua adicional drene y el nivel de agua, dentro de él, vuelva a su posición estática. Durante el tiempo que el nivel del agua en el tubo piezométrico está a una altura Δh sobre el nivel freático estático, la presión de poros en la punta del piezómetro es

$$u + \Delta u = \gamma_w h + \gamma_w \Delta h = (h + \Delta h)\gamma_w$$

Si el exceso de presión de poros Δu (magnitud por encima del nivel estático del agua) es suficientemente grande, es evidente que se podría alcanzar una condición en la que la presión efectiva se aproximara o aun llegara a ser cero (un valor negativo no tiene significado), de tal modo que

$$\sigma' = \sigma - (u + \Delta u) \rightarrow 0$$

lo que significa que en la ecuación $F_f = \nu N$, y con la sustitución de σ' por N, la resistencia friccional $F_f \rightarrow 0$. Parte de la resistencia de los suelos cohesivos y toda la resistencia de los suelos sin cohesión se debe a esta resistencia friccional. Según la física, cuando $\sigma' = 0$, los granos del suelo apenas se están tocando o esencialmente "flotando" en el agua de los poros.

Una aproximación alterna al problema de la tensión intergranular es considerar que la presión total menos la presión de poros que actúa en el espacio de vacíos define la tensión efectiva como

$$\sigma' = \sigma - (1 - a)u_w \tag{2-22}$$

en donde a = área de contacto entre partículas, con los otros términos ya previamente definidos. Esta ecuación se convierte en la ec. (2-21) si $a = 0$. No cabe duda de que a es muy pequeña en los suelos pero con seguridad no es cero. Infortunadamente, no hay medios expeditos para medirla, pero parece que sólo hay un pequeño error asociado con los cálculos en los que arbitrariamente se toma como cero. En este texto, todos los cálculos de tensiones efectivas utilizarán alguna versión de la ec. (2-21).

Ejemplo 2-7

DATOS El perfil de suelo ilustrado en la fig. E2-7.

SE PIDE ¿Cuáles son las presiones total y efectiva en el punto A?

SOLUCION

Paso 1 Encontrar γ_{seco} y γ_{sat} de la arena. Haga $V_T = 1.0$, de donde

$$n = V_v$$

El volumen de sólidos es

$$V_s = 1 - V_v = 1 - n$$

El peso de los sólidos es

$$W_s = G_s V_s \gamma_w$$

Sustituyendo $1 - n$ por V_s, obtenemos

$$W_s = 2.68(1 - 0.5)(9.807) = 13.14 \text{ kN/m}^3$$

Pero $\gamma_{seco} = W_s$, ya que $V_T = 1$. El peso unitario saturado es

$$\gamma_{sat} = \gamma_{seco} + W_w$$

$$\gamma_{sat} = 13.14 + 0.5(9.807) = 18.04 \text{ kN/m}^3$$

La presión total σ es

$$\begin{aligned} 2(13.14) &= 26.28 \\ +2.5(18.04) &= 45.10 \\ +4.5(19.80) &= 89.10 \\ \sigma &= 160.48 \text{ kPa} \end{aligned}$$

La presión efectiva σ' es

$$\sigma' = 160.48 - 9.807(7) = 91.83 \text{ kPa}$$

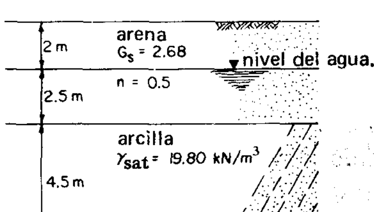


Figura E2-7

La presión efectiva también se puede calcular como sigue:

$$\begin{aligned} 2(13.14) &= 26.28 \\ +2.5(18.04 - 9.807) &= 20.58 \\ +4.5(19.80 - 9.807) &= 44.97 \\ \sigma' &= 91.83 \text{ kPa} \end{aligned}$$

(lo que comprueba el valor previo, como debería ser)///

2-14 PRESIONES INTERGRANULARES EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

La sección precedente demostró que las presiones intergranulares para suelos saturados se pueden calcular usando la ec. (2-21). La considerable experiencia en ingeniería hasta la fecha señala que esta ecuación es suficientemente precisa para la mayoría de los trabajos geotécnicos. Cuando el suelo está parcialmente saturado, los ensayos de laboratorio indican que la ec. (2-21) puede tener un error considerable (ver Skempton, 1961). Una expresión más general puede ser

$$\sigma' = \sigma - [u_a - \psi(u_a - u_w)] \tag{2-23}$$

en donde u_a = presión de poros del aire

ψ = parámetro relativo al grado de saturación; es 1 cuando S = 100 por ciento y debe ser experimentalmente determinado para $S < 100$ por ciento.

Los otros términos habían sido previamente definidos.

La ec. (2-23) es sólo algo mejor que una estimación en el actual nivel de tecnología. Esto obedece a que para $S < 100$ por ciento, la distribución real de la presión de poros del agua y las presiones de poros resultantes son indeterminadas. En muestras pequeñas de laboratorio, la distribución puede ser menos compleja que in situ. Por esta razón, el único medio confiable para obtener las presiones de poros in situ es el uso de un sistema de piezómetros.

2-15 RESUMEN

Este capítulo ha presentado varias definiciones fundamentales de la mecánica de suelos que el estudiante debe memorizar: *relación de vacíos, porosidad, contenido de agua* y *grado de saturación*. El estudiante debe acostumbrarse también al concepto de *peso unitario* y a las relaciones de la *gravedad específica* tal como se enseñan en los cursos de física. Todas las relacio-

nes peso-volumen necesarias en mecánica de suelos pueden ser derivadas de combinaciones apropiadas de estas seis cantidades. La hipótesis de un volumen = 1.0 para el volumen de sólidos V_s o para el volumen total V_T de una masa de suelos, como las utilizadas en los ejs. 2-3 y 2-7, constituye un elemento conveniente y el lector debe verificar que ella no es necesaria.

El lector debe formarse el hábito de deducir cualquier relación peso-volumen necesaria utilizando las definiciones fundamentales antes que buscar en la literatura (o en este texto) la "fórmula" que se ajusta a los datos dados.

La significación física de los límites líquido y plástico lo mismo que la relación del índice de plasticidad deben ser estudiadas hasta tener la certeza de haber obtenido una cuidadosa comprensión del tema. Obsérvese en forma especial que existen tanto una definición de los límites líquido y plástico como los medios arbitrarios para obtenerlos. El lector debe tener la certeza de entender la diferencia.

El factor 9.807 debe ser memorizado, ya que es comúnmente usado en la conversión de densidad de masa a peso unitario. Téngase presente el número significante de dígitos usados para calcular el peso unitario (0.01) y el contenido de agua (0.1).

El concepto de presión efectiva es uno de los factores más importantes en los análisis de estabilidad en trabajos geotécnicos. La función de la presión de poros, o del exceso de presión de poros, en el desarrollo de la presión efectiva debe ser claramente entendido. Un número muy grande de fallas de suelos han sido y todavía son causadas por el desarrollo de excesos de presiones de poros. Este capítulo ha considerado el exceso de presión de poros de la manera más sencilla: una columna de agua en un piezómetro por encima de un punto dado. Los capítulos posteriores examinarán los mecanismos que podrían producir esta columna de agua por causas diferentes al vaciado de agua en el tubo piezométrico.

PROBLEMAS

2-1 Definir los siguientes términos:
(*a*) Relación de vacíos
(*b*) Porosidad
(*c*) Contenido de agua
(*d*) Gravedad específica de un suelo
(*e*) Peso unitario de un suelo
(*f*) Peso unitario húmedo de un suelo
(*g*) Peso unitario seco de un suelo

2-2 ¿Cuál es la *textura* de un suelo y cuál es su significado?

2-3 Repita los ejs. 2-1 y 2-2 sin la hipótesis $V_s = 1$.

2-4 Un volumen de arcilla de 105.0 cm^3 pesa 143.0 g en su estado no perturbado. Cuando se seca el espécimen de arcilla, pesa 111.3 g. ¿Cuál es el contenido natural de agua de la arcilla y cuál es el grado de saturación? Suposición $G_s = 2.70$.

Respuesta parcial: $S = 49.7$ por ciento.

2-5 La densidad seca de un suelo es 1.73 g/cm^3. La relación de vacíos es 0.55. ¿Cuál es el peso unitario húmedo si $S = 50$ por ciento? ¿Y si $S = 100$ por ciento? ¿Cuál sería el

peso unitario si los poros estuvieran llenos de aceite de $G = 0.9$?
Respuesta parcial: $\gamma_{\text{húm}} = 18.73\ \text{kN/m}^3$ a $S = 50$ por ciento.

2-6 El contenido de humedad de una arcilla *saturada* es 160.0 por ciento. La gravedad específica de los sólidos del suelo es 2.40. ¿Cuáles son los pesos unitarios húmedo y seco de la arcilla saturada?

2-7 Deducir una expresión para $\gamma_{\text{seco}} = f(G_s, n, \gamma_w)$.
Respuesta: $\gamma_{\text{seco}} = G_s\gamma_w(1-n)$.

2-8 Deducir una expresión para $\gamma_{\text{sat}} = f(G_s, e, \gamma_w)$.

2-9 Deducir una expresión para $e = f(\gamma_{\text{sat}}, \gamma_w, w)$.

2-10 Trazar una curva de $n = f(e)$. Comentar la curva y establecer el intervalo válido de la curva.

2-11 Probar que $e = wG_s$ si y sólo si $S = 100$ por ciento.

2-12 Se obtuvieron los siguientes datos en un ensayo de límite líquido (w_L)

No. de golpes	20	28	34
Contenido de agua w, por ciento	68.0	60.1	54.3

Dos límites plásticos (w_p)dieron valores de 28.6 y 29.1 por ciento respectivamente. El contenido de humedad del suelo es 78 por ciento. Se piden:
(*a*) Límites líquido y plástico.
(*b*) Indice de liquidez I_L e índice de consistencia I_c.
(*c*) Hacer comentarios apropiados acerca del suelo en el estado natural.

2-13 Una muestra saturada de arcilla inorgánica tiene un volumen de 21.4 cm^3 y pesa 36.7 g. Después del secado a 105°C hasta peso constante, se determina el volumen que resulta ser de 13.7 cm^3. El peso del suelo es 23.2 g. Para el suelo en *estado natural* encontrar:
(*a*) Contenido de agua w, en porcentaje
(*b*) Gravedad específica G_s
(*c*) Relación de vacíos *e*
(*d*) Peso unitario saturado γ_{sat}
(*e*) Peso unitario seco γ_d
(*f*) Límite de contracción w_S

2-14 Un espécimen de suelo con un volumen de 60.0 cm^3 pesa 105 g. Su peso seco es 80.2 g y G_s es 2.65. Calcular:
(*a*) Contenido de agua w, en porcentaje
(*b*) Relación de vacíos *e* y porosidad *n*
(*c*) Gravedad específica de *masa* G_m
(*d*) Grado de saturación *S*, en porcentaje

2-15 Un suelo (arena mediana) tiene una densidad húmeda de 1.77 g/cm^3. El contenido de humedad medido fue de 15.1 por ciento. Encuentre:
(*a*) La relación de vacíos, *e*
(*b*) Densidad seca γ_d
(*c*) Grado de saturación *S*

2-16 Dado el perfil de suelo que se ilustra en la fig. P2-16, encontrar:
(*a*) La presión intergranular en el punto *A*
(*b*) Presiones total y efectiva en el punto *A*, si el nivel freático desciende hasta *A* y el contenido de agua promedia el 10 por ciento.
(*c*) Los valores encontrados en (*b*) en unidades plbs
Respuesta: 2.53 ksp.

2-17 Dado el perfil de suelo de la fig. P2-17, encontrar:
(*a*) Presiones total y efectiva en el punto *A* para el nivel freático señalado.
(*b*) Presiones total y efectiva en el punto *B* si el nivel freático desciende al punto *A* con un contenido de agua promedio de 15 por ciento para la arcilla limosa por encima del nivel freático.

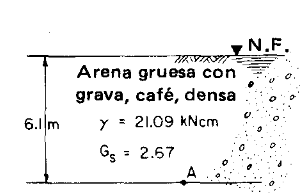


Figura P2-16

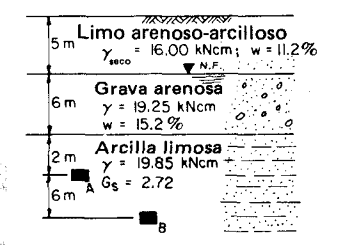


Figura P2-17

2-18 Dado el perfil de suelo de la fig. P2-18, calcular las presiones total y efectiva en la interfase arcilla-roca.

2-19 Dado el perfil de suelo de la fig. P2-19
Se pide:
(*a*) Presión efectiva en *A*.
Respuesta: 215.98 kPa.
(*b*) Presión efectiva en *A*, si la carga piezométrica baja en 0.5 m.
(*c*) Altura piezométrica necesaria para tener *una presión efectiva en A* = 0.0.
Respuesta: (*c*) 26.02 m.

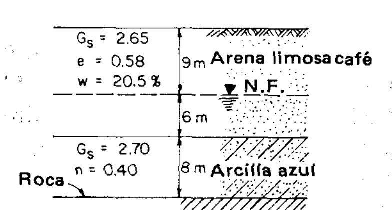


Figura P2-18

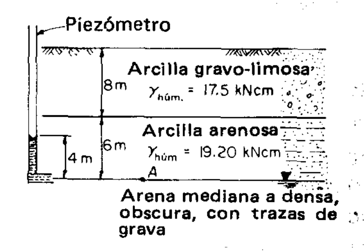


Figura P2-19

2-20 Un suelo saturado tiene w = 45 por ciento y e = 1.21. Encontrar:
(*a*) Gravedad específica G_s
(*b*) Peso unitario saturado γ
Respuesta: $G_s = 2.69$; $\gamma = 17.30$ kN/m^3.

2-21 Una arena tiene una porosidad de 50 por ciento y $G_s = 2.65$. Encuentre:
(*a*) e
(*b*) γ_d y γ_{sat}
(*c*) γ_{hum} si S = 30 por ciento
Respuesta: (*a*) $e = 1.00$; (*c*) $\gamma_{30} = 14.47$ kN/m^3.

2-22 Un volumen de 1-m^3 de suelo seco tiene una masa de 1.7 ton (métricas). El contenido de agua es 20 por ciento y $G_s = 2.70$. Encontrar:
(*a*) e y n
(*b*) S
(*c*) γ en kN/m^3 y lb/ft^3
Respuesta: $e = 0.588$; $n = 0.37$.

2-23 Un volumen de 560 cm^3 de suelo pesa 1100 gramos. Su peso seco es de 980 g. $G_s = 2.67$. Encontrar:
(*a*) *e, n, w;*
(*b*) γ tanto húmedo como seco (en kilonewtons por metro cúbico y libras por pie cúbico).

Respuesta: (*a*) 0.526, 34.5 **por ciento,** 12.2 **por ciento;** (*b*) $\gamma_{\text{húm}} = 19.22$ kN/m^3 **o** 122.5 **lb/pie^3.**

2-24 Dados G, w, S **= 100 por ciento, deducir:**

(*a*) $n = f(w, G)$
(*b*) $e = f(w, G)$
(*c*) $\gamma_{sat} = f(G, w, \gamma_w)$

Capítulo 3

Ensayos de suelos para propiedades/ valores índices y clasificación

3-1 INTRODUCCION

Quien haya conducido a lo largo de una carretera en un área en la que el camino tiene cortes a través de colinas ha observado la gran variedad, o al menos, los colores de los suelos que están expuestos. Quien haya visitado lugares de construcción donde se han realizado excavaciones para subterráneos, probablemente haya observado varios tipos (o colores) de suelos expuestos. Puede inferirse, aun de estas limitadas observaciones, que los suelos se presentan en la naturaleza en una forma *altamente variable. Por una parte,* el suelo puede ser relativamente homogéneo en un área de varios cientos de metros de extensión y por algunos metros verticalmente, y por otra, alternamente, puede variar de modo considerable en distancias de 1 a 2 m o menos, tanto en forma horizontal como vertical.

Las limitaciones del tamaño de los equipos de ensayo, métodos de obtención de muestras de suelo para ensayo (sec. 3-9) y la economía, imponen un límite práctico en la cantidad y, a menudo, en la calidad de los ensayos que se llevan a cabo para identificar y/o clasificar una masa de suelos. Los ensayos son necesarios para capacitar al ingeniero geotécnico con miras a la obtención de las propiedades índices (cap. 2), clasificar el suelo (cap. 4), determinar la magnitud de la filtración y propiedades hidráulicas (caps. 8 y 9), estimar la resistencia del suelo y características del asentamiento (caps. 10 al 15) y predecir la estabilidad de masas de suelo en taludes (cap. 16) o retenidas por muros.

Es fácil comprender que cuando se ensaya con una pequeña masa de suelo, digamos unos pocos kilogramos, y los resultados son extrapolados para describir las propiedades de toneladas de material en el terreno, se debe tener gran cuidado en que la muestra sea *representativa* del suelo que se va a describir. Es necesario emplear todos los medios posibles para reducir y/o eliminar

los errores de ensayo. Probablemente una de las mayores fuentes de error en la extrapolación de resultados de ensayo al terreno, sea la falla en utilizar una muestra representativa de suelo.[1] Este error puede ocurrir de dos maneras: primero, en la extracción de la muestra del terreno y, segundo, en la obtención de una cantidad representativa para ensayo de la muestra extraída del terreno. Publicaciones tanto de la ASTM (1978) como de la AASHTO (1971) describen algunos métodos para la obtención de muestras representativas para ensayo. En cualquier caso, cuando se obtiene una muestra para ensayo de un saco de suelo recolectado en el terreno, la muestra debe ser representativa de todo el suelo del saco; para esto hay que mezclar cabalmente el suelo antes de extraer la muestra que se empleará en el ensayo. En casos en los que no se pueden mezclar las muestras, por ejemplo en muestras de tubo, es necesario tomar porciones de varios puntos del tubo o de varios niveles del estrato, en caso de disponer de más de un tubo de muestras. Además, en ensayos de suelos, el confiar en los resultados de un solo ensayo para obtener los datos deseados del suelo en un riesgo excesivo. Es preferible tener tres o, en lo posible, más ensayos; dos ensayos pueden ser desconcertantes, a menos que los resultados coincidan muy de cerca. En el caso de resultados muy dispares, puede ser necesaria una elección, ya que al promediar, los resultados podrían ser altamente conservativos o inseguros. Tres ensayos permiten el rechazo de cualquier ensayo que esté fuera de la línea.

3-2 ENSAYOS PARA BUSCAR PROPIEDADES DEL SUELO

Con el fin de establecer una base común para comparar suelos de diferentes localidades e intercambiar ideas, es necesario usar en el campo de la mecánica de suelos métodos estándares para determinar las propiedades del suelo, así como otras disciplinas usan procedimientos estándares de ensayo. Cuando se ha obtenido un consenso general sobre un procedimiento de ensayo de suelos, la ASTM da al ensayo una designación numerada en las normas; por ejemplo, el ensayo para determinar el límite líquido, discutido en la sec. 3-4, ha sido designado D423-66 (66 es el año de adopción oficial—1966). La AASHTO también ha normalizado muchos de los ensayos utilizados por ingenieros geotécnicos dedicados al trabajo de carreteras. A menudo, un ensayo AASHTO es simplemente una copia del método de ensayo ASTM con un número de especificación de la AASHTO. En las normas, AASHTO el ensayo de límite líquido está descrito en la especificación T89-60 (1960 es el año de adopción oficial). En las secciones siguientes vamos a discutir los ensayos más comunes sobre suelos, resaltando más sus limitaciones que la manera de

[1] Existen otros errores de gran importancia, tales como limitaciones en el equipo de ensayo e incapacidad para formar un modelo matemático; todo esto se discutirá posteriormente.

realizar los ensayos. El lector interesado puede consultar las normas ASTM (1978 o posteriores) o AASHTO (1971 o posteriores) para los detalles de los ensayos que han sido normalizados. Los procedimientos de ensayo también pueden encontrarse en textos sobre ensayos de suelos, ya publicados, tal como el de Bowles (1978). Estas últimas fuentes pueden ser consultadas para ensayos de suelo no normalizados. De paso, hay que tener en cuenta que no es aconsejable usar ciegamente un ensayo normalizado de suelos (excepto para los ensayos índices y otros simples) para la obtención de datos. En muchos casos, particularmente en ensayos de resistencia, un ensayo no normalizado produce datos más realistas que un ensayo estándar. Para satisfacer la necesidad de obtener ciertos resultados, puede hacerse necesario el diseño de equipo de ensayo que produzca datos realistas.

Para una gran gama de trabajos, especialmente en ingeniería de cimentaciones para edificios, los ensayos para determinar propiedades del suelo no son tan confiables como la observación visual del suelo, acompañada de ensayos de resistencia de laboratorio o de terreno. Estos procedimientos sencillos de identificación serán considerados con algún detalle en la parte de clasificación del suelo, en el cap. 4. El resto de este capítulo describirá los ensayos de suelos más comunes que encontrará el ingeniero geotécnico para clasificar los suelos.

Los ensayos de suelos de permeabilidad, consolidación y propiedades y parámetros de resistencia se describirán en capítulos posteriores.

3-3 DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Este es un ensayo de rutina que se realiza colocando una cantidad de suelo húmedo en un recipiente metálico y obteniendo el peso húmedo. Después se seca el suelo al horno a temperaturas entre 105 y 110°C hasta un peso constante (digamos 8 a 12 horas) y se determina la pérdida en peso debida a la evaporación del agua. La ec. (2-5) puede usarse para calcular el contenido de agua, ya que tanto W_w como W_s se obtienen de los pesos húmedo y seco del suelo.

Si la determinación del contenido de agua se hace en un suelo tal como se obtuvo en el terreno, se denomina *contenido natural de agua* y se representa por el símbolo w_N (de humedad natural). Para ciertos ensayos tales como los límites de Atterberg, puede identificarse como el límite plástico (w_P) o el límite líquido (w_L). En otros ensayos simplemente puede denominarse como contenido de agua. La muestra de suelo para obtener w debe ser *representativa* y tan grande como sea práctico.

La experiencia ha demostrado que el contenido de agua de ciertos suelos (especialmente arcillas) es sensible a la temperatura del secado al horno; en consecuencia, debe tenerse cuidado en asegurar que la temperatura del horno se mantenga en el valor estándar entre 105 y 110°C.

3-4 LOS LIMITES DE ATTERBERG

Generalmente se le acredita a Terzaghi (1925) el reconocimiento del uso de los límites líquido y plástico como valores índices de consistencia que podrían ser útiles en la identificación y/o clasificación de suelos. A. Casagrande (1932) modificó el método original de Atterberg para determinar el límite líquido para mejorar la reproductibilidad del ensayo.

El límite de contracción (modificado del método original de Atterberg por Terzaghi, 1925) también se emplea especialmente en áreas áridas, pero es aplicable a cualquier área en la que los suelos puedan experimentar grandes cambios de volumen con el cambio en el contenido de humedad.

Estos ensayos fueron desarrollados para suelos cohesivos y son efectuados en ellos. Se seca el suelo al aire y se pulveriza en partículas elementales, usándose la fracción bajo la malla No. 40 para realizar los ensayos.

El secado al horno (y a menudo el secado al aire) tiende a reducir el límite líquido (frecuentemente 4 a 6 por ciento) a menos que el suelo sea cernido y después premojado por 24 a 48 h previas al ensayo. Aun con el uso de este premojado, el w_L puede ser reducido hasta en 2 a 4 por ciento. Parece ser que el límite plástico no es afectado grandemente por el secado. Cuando el w_L puede cambiar por el secado y para suelos en los que un examen visual indica que más de un 90 por ciento pasará la malla No. 40, la muestra es separada visualmente a mano removiendo las partículas grandes y realizando después el ensayo con el remanente sin secado y sin cernido.

Estos ensayos son razonablemente reproducibles aun por operadores inexperimentados, como lo ilustran las dos secciones de una de las clases de laboratorio del autor, en la tabla 3-1. Los ensayos de la tabla 3-1 se realizaron con dos suelos diferentes, pero puede observarse que aunque hay una dispersión inaceptable, para propósitos comerciales, en los resultados del ensayo del límite plástico, existe muy baja dispersión en los valores del límite líquido. En ensayo de límite plástico, no obstante, depende considerablemente más del operador que el ensayo de límite líquido.

Los principales factores que afectan la reproductibilidad de los ensayos de límites líquido y plástico son:

1. Cuidado en el secado del suelo para obtener la fracción bajo malla No. 40 y/o premojado previo a la ejecución de los ensayos.
2. Cuidados o ajuste de la máquina. Una caída de menos de 1 cm aumentará el límite líquido y una caída de más de 1 cm disminuirá el límite líquido; es fácil que la máquina se desajuste.
3. Atención cuidadosa al amasar el cilindro del límite plástico a 3 mm y a un contenido de agua que lo haga agrietar en ese instante. El uso de una varilla de 3 mm para comparación, en el laboratorio, puede ser de considerable ayuda.
4. Control de la cantidad de suelo usado en la cápsula del límite líquido para un ensayo. Esto se puede realizar observando la profundidad del suelo relativa a la parte alta de la herramienta acanaladora. Obviamente que exce-

Tabla 3-1 Distribución de los límites líquido y plástico por dos secciones de alumnos de laboratorio

	Sección 1		Sección 2	
Estudiante No.	w_L	w_P	w_L	w_P
1	32.8	21.0	34.0	19.8
2	32.0	21.0	35.8	23.5
3	30.0	22.4	29.8	21.6
4	30.9	19.1	32.5	19.9
5	29.6	22.2	29.4	19.4
6	32.6	21.5	35.2	19.2
7	32.5	21.0	36.3	20.6
8	31.8	22.3	35.5	22.8
9	32.1	21.8	33.4	16.1
10	31.8	22.2	37.1	16.4
11	—	—	32.8	22.7

so o defecto de cantidad de suelo en la cápsula disminuirá o aumentará el valor del límite.

3-5 ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA

El ensayo de gravedad específica generalmente utiliza el desplazamiento del agua para medir el volumen total de las formas irregulares que componen la muestra de ensayo. Puede usarse cualquier método válido para la determinación del volumen del suelo, pero el método del desplazamiento del agua es el más corriente. El ensayo, tal como se describe en los manuales de laboratorio, es en cierto grado indirecto por el problema mayor de remover el aire que pueda quedar atrapado en el volumen del suelo. Como el aire ocupará un volumen de peso despreciable, el aire atrapado reducirá marcadamente el valor calculado de la gravedad específica de una muestra de ensayo a menos que sea removido. Por esta razón, el ensayo de gravedad específica normalmente se realiza usando un recipiente cerrado en el que puede aplicarse un vacío para remover el aire atrapado.

En relación con la fig. 3-1, considérese

$$W_{bw} = \text{peso de la botella} + \text{agua}$$

$$W_{bws} = \text{peso de la botella} + \text{agua} + \text{granos de suelo}\,(W_s)$$

Obsérvese que, en ambos casos el peso del agua es hasta la marca del volumen. Según el cap. 2 tenemos

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \qquad (2\text{-}8)$$

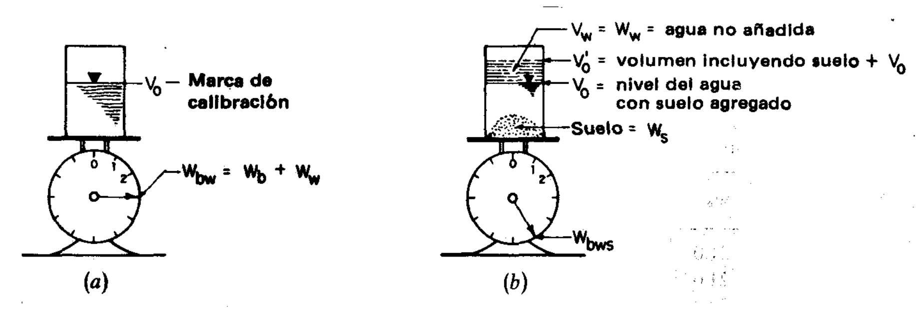


Figura 3-1 Método para determinar la gravedad específica de un suelo usando el método del desplazamiento. (*a*) Peso de un frasco volumétrico limpio lleno de agua hasta la marca de calibración. (*b*) Peso de un frasco volumétrico con un peso conocido de suelo W_s agregado, lleno luego hasta la marca de calibración con agua.

Ahora, si simplemente se deja caer suelo de peso W_s al frasco previamente lleno hasta el volumen conocido V_0, el agua se levantará hasta una nueva marca de volumen V_0' (después de la remoción del aire). El cambio en las marcas de volumen es el volumen del suelo. En nuestro caso, simplemente *no se vacia* la cantidad de agua necesaria para ir de V_0 a V_0' sino que se calculará en su lugar este volumen (o peso) no vaciado, indirectamente, como

$$W_w = W_{bw} + W_s - W_{bws}$$

pero

$$W_w = V_s \quad \text{(cuando se usan centímetros y gramos)}$$

de donde se calcula G_s fácilmente.

La precisión en la determinación de G_s se ve afectada por el tamaño de la muestra, el error en la calibración del volumen del frasco (se supone correcto el volumen a 20°C), densidad del agua y errores en las pesadas. Estrictamente, debería usarse agua destilada; sin embargo, el autor ha encontrado que el agua corriente de grifo es satisfactoria. La práctica usual es aproximar a tres dígitos decimales, lo que implica ± 0.5 de precisión en el tercer dígito y un redondeo final de dos decimales. Por esta razón, es rigurosamente necesario calibrar el frasco volumétrico. En efecto, el tamaño (y la representatividad) de la muestra y la presencia de aire en el frasco son las mayores causas de error y las caracterísricas que debieran recibir la mayor atención.

En la ausencia de datos de ensayo, los valores típicos de la gravedad específica de las partículas de suelo[2] pueden ser evaluados como sigue:

[2] Adviértase la distinción entre partículas de suelo y de los minerales constituyentes que componen las partículas del suelo. Los valores de G para los minerales están indicados en la tabla 2-2.

Suelo	G_s
Arena	2.65–2.68
Grava	2.65–2.68
Arcilla (inorgánica)	2.68–2.72
Arcilla (orgánica)	2.62–2.66
Limo	2.65–2.68

3-6 ANALISIS GRANULOMETRICO

En el cap. 2 se describió el ensayo para analizar el tamaño de las partículas de suelo mayores que la malla No. 200 (0.074 mm). Básicamente el ensayo consiste en:

1. Obtener una muestra representativa[3] de la masa de suelos.
2. Reducir los terrones de la muestra a tamaños de partículas elementales[4]
3. Cerner la muestra de suelo resultante a través de una serie de mallas representativas y pesar las cantidades de suelo retenidas en cada malla. El lector debe referirse a la tabla 3-2 para los tamaños de mallas comercialmente disponibles, aunque pocos laboratorios tendrán la serie completa de tamaños. La pila de mallas deberá tener sólo las mallas suficientes para definir adecuadamente una curva. La disposición debe ser tal, que cada malla inferior sucesiva sea de una abertura de aproximadamente la mitad de la del tamiz superior; cinco a ocho mallas son normalmente suficientes.
4. Calcular el porcentaje que pasa cada malla y trazar la curva de porcentaje que pasa, contra el diámetro del grano. El porcentaje que pasa se traza en el eje de las ordenadas y el tamaño del grano (también el tamaño de la malla) en el eje de las abscisas. Normalmente, éste es un trazado logarítmico (usando papel semilogarítmico).

3-7 LA CURVA DE DISTRIBUCION DEL TAMAÑO DEL GRANO

El trazado semilogarítmico[5] del tamaño del grano ha resultado ser el más ventajoso porque:

[3] Las investigaciones hechas por el autor indican que esto va de muy difícil a imposible; sin embargo, el ensayo tiene valor porque rara vez se requiere el conocimiento "exacto" de la distribución del tamaño de los granos.

[4] El "lavado" de la muestra en una malla No. 200 parece ser el medio más confiable para separar la fracción menor a la malla No. 200 y también para eliminar los terrones al remojarlos.

[5] No existe un acuerdo total acerca de cómo debe realizarse el trazado logarítmico de los diámetros de los granos. La discrepancia no afecta ni la forma básica de la curva ni los datos obtenidos de la curva.

Tabla 3-2 Mallas entándares de los Estados Unidos, Gran Bretaña, Francia y Alemania. Todas las mallas norteamericanas están disponibles en diámetros de 20 cm y la mayoría están disponibles en diámetros de 30.5 cm.

E.U.†		Gran Bretaña‡		Francia§		Alemania DIN¶	
Tamaño o No.	Abertura mm	No.	Abertura mm	No.	Abertura mm	Designación μm	Abertura mm
Tamaño 4″	101.6						
3″	76.1						
2 1/2″	64.0						
2″	50.8						
1 3/4″	45.3						
1 1/2″	38.1						
1 1/4″	32.						
1″	25.4						25.0
3/4″	19.0						20.0
							18.0
5/8″	16.0						16.0
1/2″	12.7						12.5
3/8″	9.51						10.0
5/16″	8.00						8.0
1/4″ No. 3	6.35						6.3
No. 4**	4.76			38**	5.000		5.0
5	4.00			37	4.000		4.0
6	3.36	5**	3.353				
7	2.83	6	2.812	36	3.150		3.15
8	2.38	7	2.411	35	2.500		2.5
10	2.00	8	2.057	34	2.000		2.0
12	1.68	10	1.676	33	1.600		1.6
14	1.41	12	1.405	32	1.250		1.25
16	1.19	14	1.204				
18	1.00	16	1.003	31	1.000		1.0
20	0.841	18	.853				
25	0.707	22	.699	30	.800	800	.800
30	0.595	25	.599	29	.630	630	.630
35	0.500	30	.500	28	.500	500	.500
40††	0.420	36††	.422	27††	.400	400††	.400
45	0.354	44	.353	26	.315	315	.315
50	0.297	52	.295				

Tabla 3-2—*Continuación*

E.U.†		Gran Bretaña‡		Francia§		Alemania DIN¶	
Tamaño o No.	Abertura mm	No.	Abertura mm	No.	Abertura mm	Designación μm	Abertura mm
60	0.250	60	.251	25	.250	250	.250
70	0.210	72	.211	24	.200	200	.200
80	0.177	85	.78	23	.160	160	.160
100	0.149	100	.152				
120	0.125	120	.124	22	.125	125	.125
140	0.105	150	.104	21	.100	100	.100
170	0.088	170	.089			90	.090
				20	.080	80	.080
200	0.074	200	.076			71	.071
230	0.063	240	.066	19	.063	63	.063
						56	.056
270	0.053	300	.053	18	.050	50	.050
325	0.044			17	.040	45	.045
400	0.037					40	.040

† ASTM E-11-70 (Parte 41).

‡ Instituto Británico de Normas, Londres BS-410.

§ Especificaciones Estándares Francesas, AFNOR X-11-501.

¶ Especificaciones Estándares Alemanas, DIN 4188.

** Para el ensayo estándar de compactación.

†† Para los límites de Atterberg.

1. Extiende la escala, dando así a todos los tamaños de grano un espacio aproximadamente igual de separación en la escala. Obviamente que un intervalo de tamaños de 4.76 (No. 4) a 0.074 mm (No. 200) en una escala aritmética trazará los puntos 0.074 (No. 200), 0.105 (No. 140) y 0.149 (No. 100) (ver figs. 3-2 y 3-3), muy cercanos unos a otros.
2. El separar los tamaños de los granos hace algo más fácil el comparar los suelos.

La forma de la curva granulométrica es bastante indicativa de la distribución de los tamaños de los granos. Por ejemplo:

1. Una curva suave que cubre un intervalo amplio de tamaños representa un suelo *bien gradado* o *no uniforme*.
2. Un suelo cuya curva contiene una parte vertical o casi vertical es deficiente en ciertos tamaños de grano en la zona de la pendiente vertical. Un suelo formado por pocos tamaños de granos (o deficiente en ciertos tamaños) es un *suelo pobremente gradado* o *uniforme*. La fig. 3-2 ilustra curvas típicas.

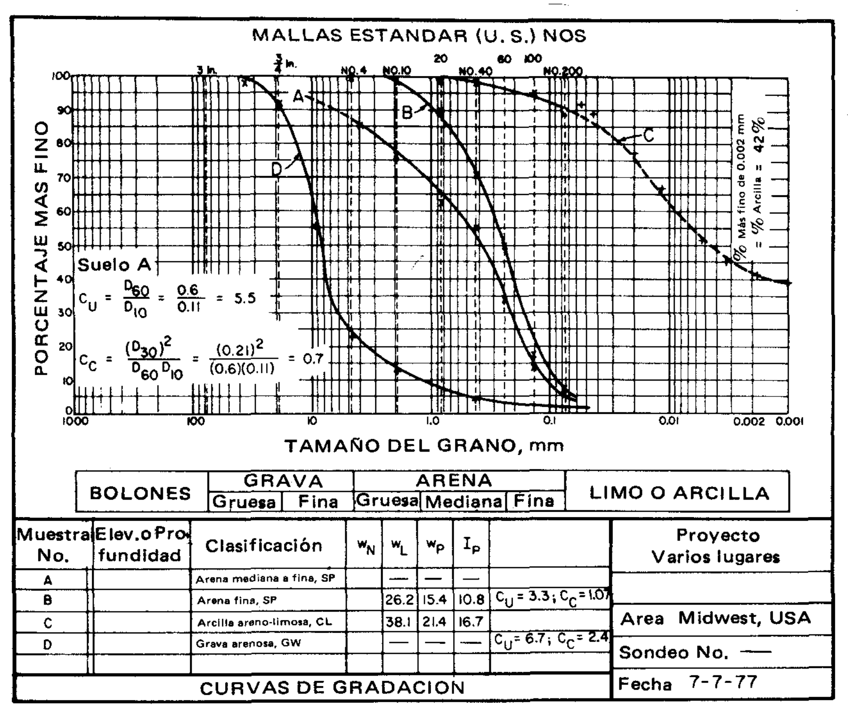


Figura 3-2 Curvas granulométricas para varios suelos usando un trazado semilogarítmico.

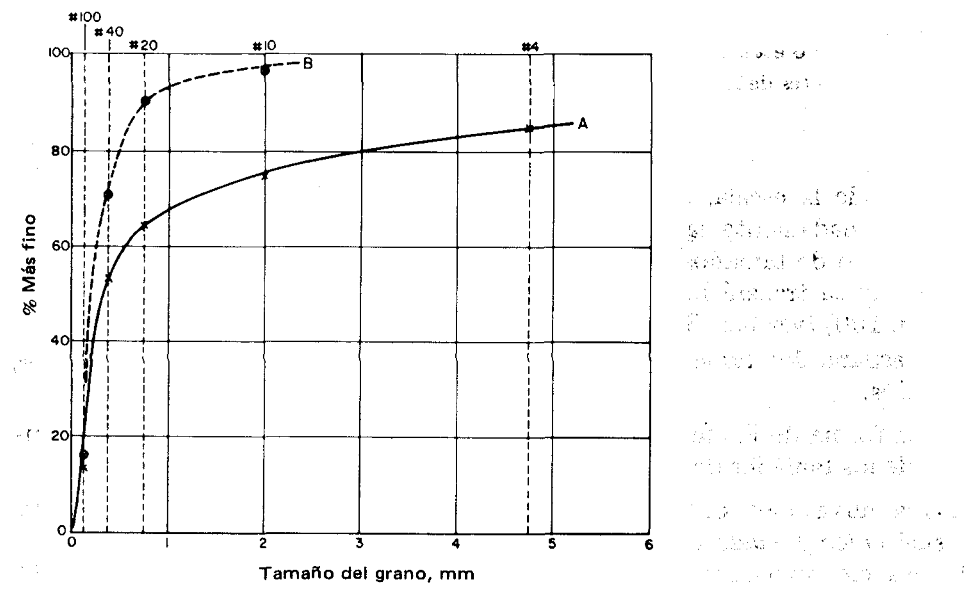


Figura 3-3 Nuevas curvas de los suelos *A* y *B* de la fig. 3-2 usando una escala aritmética. Obsérvese cómo se ha perdido mucho detalle en la distribución de los tamaños de granos del suelo menores a 1 mm.

Una indicación de la gradación puede calcularse numéricamente para la curva de tamaño de los granos, para la fracción mayor que la malla No. 200, usando el *coeficiente de uniformidad*, definido como

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3-1}$$

y a veces el *coeficiente de concavidad*, definido como

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \tag{3-2}$$

Un valor alto de C_U indica una gama amplia de tamaños de los granos, entre D_{60} y D_{10} (tamaño del grano del 60% que pasa y tamaño del 10% que pasa). Un valor de C_C de aproximadamente 1.00 indica casi una variación lineal de la curva granulométrica, entre D_{60} y D_{10} cuando C_U tiene un valor entre 4 y 6. Si el D_{30} y el D_{10} fueran iguales, C_C sería mucho menor que 1.00, y si los tamaños D_{30} y D_{60} fueran iguales, C_C igualaría a C_U (mayor que 1); en consecuencia, podemos decir que:

1. Si C_C está cerca a 1.0, el suelo es bien gradado.
2. Si C_C es mucho menor o mucho mayor que 1.0, el suelo es pobremente gradado.

El coeficiente de uniformidad y el coeficiente de concavidad no tienen significación cuando más de un 10% del suelo pasa la malla No. 200.

3-8 ANALISIS HIDROMETRICO

Un análisis *hidrométrico* puede usarse para extender la curva granulométrica para tamaños menores a la malla No. 200, si así se desea (pero a menudo no es necesario). El análisis hidrométrico fue al parecer primeramente desarrollado por G. J. Bouyoucos, un especialista en ciencias agrícolas, y posteriormente mejorado por medio de un hidrómetro graduado (Gilboy, 1933) para leer g/cm^3 en suspensión directamente (identificado como 152H por la ASTM).

El ensayo del hidrómetro implica dispersar una pequeña cantidad de suelo en agua para formar una suspensión 1-L (normalmente con un agente para neutralizar las cargas de las partículas de suelo para inhibir la floculación) y medir la gravedad específica de la suspensión a intervalos de tiempo. Suponiendo que la ley de Stokes (1850) es aplicable[6], las partículas sedimentarán

[6] Como las partículas son, en general, cualquier cosa menos esferas, ciertamente se puede cuestionar la validez del uso de la ley de Stokes.

desde la zona superior de la mezcla suelo-agua, en donde se introduce el hidrómetro, a una velocidad de

$$v = \frac{L}{t}$$

en donde L = profundidad de la zona de sedimentación o distancia en que ha descendido la partícula en el tiempo t (fig. 3-4)
t = tiempo transcurrido.

Ahora podemos usar la ecuación de Stokes para encontrar el tamaño equivalente del grano de las partículas sedimentadas:

$$v = \frac{2}{9}\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta}\left(\frac{D}{2}\right)^2 \qquad (3\text{-}3)$$

y reordenando,

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\gamma_s - \gamma_w}} \qquad (3\text{-}4)$$

en donde γ_s, γ_w = densidad del suelo y agua, g/cm^3
η = viscosidad absoluta del agua, dina · s/cm^2 *o* g/s · cm
D = diámetro de la esfera, cm

La ley de Stokes es aproximadamente válida para un intervalo en el diámetro de las partículas entre

$$0.0002 < D < 0.2 \text{ mm}$$

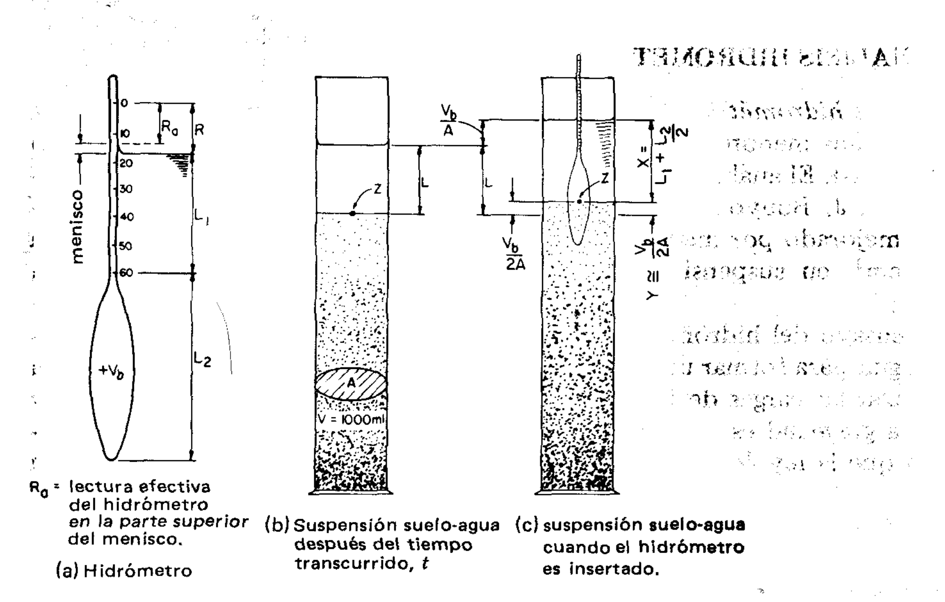


Figura 3-4 Configuración del hidrómetro y conceptos usados para convertir lecturas del hidrómetro en longitudes de descenso L de partículas de suelo en un tiempo t.

La distancia del descenso L de las partículas en el tiempo t se encuentra directamente de la lectura del hidrómetro corregida por el menisco y considerando que cuando el hidrómetro es introducido en la *suspensión suelo-agua*, la superficie se levanta. En la fig. 3-4*b* tenemos un frasco estándar de suspensión suelo-agua después de un tiempo transcurrido t. Mientras se introduce el hidrómetro y se estabiliza, el agua se levanta en el recipiente del ensayo (un cilindro de vidrio de 1-L) una magnitud igual a

$$\text{Altura del levantamiento} = \frac{V_b}{A}$$

en donde V_b = volumen del bulbo del hidrómetro (*y varilla sumergida*)
A = área del cilindro de ensayo

De la fig. 3-4 y ya que la suspensión suelo-agua es barrosa (turbia), las lecturas R_a del hidrómetro se hacen desde la parte superior del menisco:

$$R_a + \text{menisco} + L_1 = L' \qquad (a)$$

y

$$L_1 = L' - R_a - \text{menisco} \qquad (b)$$

La observación de la fig. 3-4*c* nos indica que podemos escribir la siguiente ecuación:

$$L + \frac{V_b}{A} = X + Y \qquad (c)$$

Sustituyendo para X e Y los valores de la fig. 3-4*c*, obtenemos

$$L = L_1 + \frac{1}{2}\left(L_2 - \frac{V_b}{A}\right) \qquad (d)$$

Y ahora sustituyendo la ec. (*b*) en la ec. (*d*), obtenemos

$$L = L' + \frac{1}{2}\left(L_2 - \frac{V_b}{A}\right) - R \qquad (3\text{-}5)$$

que también se puede escribir como

$$L = K - R \qquad (3\text{-}6)$$

puesto que las distancias L', L_2 y V_b pueden ser medidas de una vez por todas para un hidrómetro 152H son básicamente constantes para este hidrómetro, y el ensayo se realiza en un cilindro de sedimentación estándar de 1000 mL. Por conveniencia, generalmente hay tablas disponibles que dan el valor de L directamente para la lectura del hidrómetro $R = R_a +$ menisco (ver Bowles, 1978).

El hidrómetro 152H lee directamente los gramos de suelo en suspensión con base en G_s = 2.65; en consecuencia, está directamente relacionado al porcentaje que pasa por la proporción:

$$\text{Porcentaje que pasa} = \frac{aR_c}{W_s}(100) \qquad (3\text{-}7)$$

en donde R_c = lectura corregida del hidrómetro
W_s = peso del suelo utilizado originalmente para hacer la suspensión de suelo-agua de 1000 mL, g
a = factor cuando G_s no es 2.65 tal como
$a = [G_s(2.65 - 1)]/[(G_s - 1)2.65]$

La lectura corregida del hidrómetro para este cálculo es

$$R_c = R_a - \text{corrección cero} + \text{corrección por temperatura} \qquad (3\text{-}8)$$

donde una lectura menor de cero (el hidrómetro se hunde bajo la graduación 0 en la varilla), es una corrección inferior a cero y una mayor a cero sí es un valor positivo. La corrección cero incluye el efecto del menisco ya que se obtiene usando un segundo frasco hidrométrico con agua clara a la temperatura del frasco de ensayo y la lectura cero se hace hasta *la parte superior del menisco* y no hasta la superficie del agua.

La corrección por temperatura es un valor positivo (+) cuando es mayor de 20° C, ya que la densidad del agua es menor, y el hidrómetro de peso constante se hunde más profundamente en la suspensión de lo que debiera (y R_a es muy pequeño ya que las lecturas aumentan hacia abajo en la varilla del hidrómetro).

Ejemplo 3-1 Ensayo hidrométrico

DADOS $W_s = 50$ g
$G_s = 2.70$
Corrección cero = + 1.0 (lectura + 1 hacia abajo en la varilla del hidrómetro)
Menisco = 1.0

t, min	T	R_{act}
2.0	25°C	40
80.0	15°C	28

HALLAR D y el porcentaje más fino para estas dos lecturas del ensayo.

SOLUCION Hay tablas disponibles (Bowles, 1978, cap. 6) para resolver la ec. (3-5) y para obtener los valores de corrección de la temperatura y G_s La ec. (3-5) puede ser reordenada para dar

$$D = K\sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{mm}$$

Para obtener L, las lecturas reales a 2 min y 80 min son corregidas por el menisco solamente:

$R_1 = 40 + 1 = 41$ la lectura aumenta hacia abajo en la varilla

$R_2 = 28 + 1 = 29$

y para la ec. (3-8),

$$R'_1 = 40 - 1.0 + 1.30 = 40.3 \rightarrow 40$$

$$R'_2 = 28 - 1.0 - 1.10 = 25.9 \rightarrow 26$$

Valores tomados de las tablas:

$L_1 = 9.6$ (para $R = 41$) $K_1 = 0.0127$ para 25°C

$L_2 = 11.5$ (para $R = 29$) $K_2 = 0.0141$ use 16°C

Los valores de K incluyen el efecto de la temperatura en la densidad del agua y de la gravedad específica del suelo, 2.70.

Resolviendo,

$$D_1 = 0.0127\sqrt{\frac{9.6}{2}} = 0.0277 \text{ mm}$$

$$D_2 = 0.0141\sqrt{\frac{11.5}{80}} = 0.0052 \text{ mm}$$

Los valores de porcentajes más finos, incluyendo una corrección de 0.99 para G_s = 2.70 en vez de 2.65 usada para calibrar el hidrómetro 152H, son como sigue:

$$F_1 = \frac{40(0.99) \times 100}{50} = 79.2\%$$

$$F_2 = \frac{26(0.99) \times 100}{50} = 51.5\%$$

Nótese que las lecturas decimales del hidrómetro y de las correcciones dan una alta precisión ficticia y no debieran ser usadas.

3-9 EXPLORACION DE TERRENO Y MUESTREO DE SUELOS

La exploración de terreno suministra datos acerca de las condiciones del subsuelo del lugar, así como también proporciona muestras del suelo para inspección, para clasificación, para ensayos de resistencia y/o deformación. Hay muy pocas situaciones en las que la exploración en el lugar no es necesaria para diseños de ingeniería. Debido a la naturaleza variable de los suelos, la exploración en un área para edificación no asegura que el suelo sea adecuado, aun en el sector vecino, quizás a sólo un metro o algo así de distancia.

El programa de exploración del terreno incluirá la inspección de cualquier mapa topográfico disponible del área y la observación de fotografías aéreas, si las hay disponibles, y puede incluir una inspección del lugar para observar las características superficiales y las condiciones de construcciones vecinas. La discusión en el lugar y en el área con residentes locales puede ser valiosa en la determinación de zonas de relleno o de cambios topográficos recientes.

La exploración de terreno incluirá al final la perforación de hoyos en el subsuelo para determinar la estratigrafía y para obtener muestras de suelo perturbadas y/o no perturbadas para ensayos. Esta operación, combinada con una inspección in situ, el estudio de mapas, etc., deberá capacitar al ingeniero geotécnico para:

1. Determinar el origen y naturaleza de los depósitos (historia reciente de rellenos o excavaciones, inundaciones y geología local).
2. Determinar la profundidad, espesor y, con ensayos, la composición de los diferentes estratos que componen el perfil del suelo.
3. Determinar la ubicación de la roca basal. La calidad de la roca basal también puede determinarse, pero esto se hace sólo cuando es necesario debido a los costos excesivos de la perforación en roca comparados con la del suelo.
4. Determinar la ubicación y variación del nivel de agua del subsuelo o determinar que el nivel freático no esté en la zona de interés del diseño.
5. Obtener la cantidad y los tipos de muestras del suelo necesarias para determinar las propiedades de ingeniería requeridas en el diseño. Las muestras pueden variar desde sacos con suelo perturbado utilizado para propiedades índices a muestras no perturbadas obtenidas en tubos de pared delgada para ensayos de resistencia y asentamiento.

En algunos casos el programa de exploración se divide en fases, como sigue:

Fase 1 Reconocimiento inicial (viaje al terreno y/o estudio en oficina de mapas y otras informaciones).

Fase 2 Sondeos preliminares —apenas los necesarios para obtener la índole general del subsuelo, obtener propiedades índices y, posiblemente, realizar algunos ensayos de resistencia/deformación.

Fase 3 Programa detallado de sondeos adicionales y/o ensayos resistencia/deformación más cuidadosos.

Para proyectos más pequeños rutinarios, las fases 1 y 2 o una ampliación de la fase 2, completan la exploración. En algunos casos, la fase 2 determina la factibilidad de usar un lugar. El lapso entre las fases 2 y 3 puede ser de varios años, mientras el cliente emplea los datos iniciales de un diseño preliminar para evaluar costos a fin de poder obtener el dinero para realizar el proyecto.

El costo de una adecuada exploración del lugar, incluyendo ensayos de laboratorio y la presentación de un informe al cliente que incluya qué se encontró y las recomendaciones del ingeniero geotécnico, es alrededor de 0.1 a 0.3 por ciento del costo total para la mayoría de las estructuras, excepto puentes y lugares para presas, en los que el costo de exploración puede exceder del 1 por ciento. Puede compararse este costo con el de calcular márgenes de seguridad en los costos (para protección del diseñador) más el presupuesto adicional de licitación para cubrir la incertidumbre del constructor o el costo de contratar a un experto geotécnico para comprobar el lugar.

Existen numerosos casos en los que el anterior procedimiento no ha sido de utilidad, i.e., en donde las condiciones del lugar descubiertas durante la construcción han requerido un nuevo diseño.

A Perforación

Como se dijo anteriormente, la mayor parte de la exploración del suelo consiste en perforar hoyos para averiguar las condiciones sub-superficiales. A veces, puede excavarse un pozo de ensayo usando una retroexcavadora o un cargador frontal, pero generalmente esto está limitado en profundidad, requiere un terreno amplio y es más bien costoso. Para hacer la perforación, puede utilizarse cualquier tipo de equipo para excavación de pozos, pero el método más común y el único considerado aquí, es usar un equipo de sonda rotatoria con barrenas continuas helicoidales. Estos equipos están comercialmente disponibles y montados en camiones. Las capacidades varían alrededor de 40 m de profundidad, con un diámetro exterior de 190 a 200 mm.

La barrena es normalmente una "barra hueca" con un diámetro interno del orden de 75 a 90 mm. El operador puede observar el suelo y notar la profundidad a la que ocurre el cambio de estrato. Pueden obtenerse bolsas con cortes de la barrena si se desea.

B Muestreo y ensayos

En casi todos los sondeos se efectúa un ensayo estándar de penetración (SPT, internacionalmente = Standard Penetration Test) a intervalos de 0.75 a 1.5 m de profundidades (la barrena está en segmentos de 1.5 m). El ensayo estándar de penetración consiste en:

1. Barrenar hasta el nivel deseado bajo la superficie del terreno, desconectar la unidad de fuerza, entonces, mientras la barrena previene el derrumbe de la perforación, se inserta un dispositivo tubular llamado cuchara partida estándar (fig. 3-5).
2. Hincar la cuchara partida 150 mm para asentarla y entonces hincarla una distancia adicional de 305 mm.
3. Usar la masa de 63.5 kg con una altura de caída de 0.762 m.
4. Anotar el número de golpes N requeridos.

Obviamente que si N es pequeño, el tubo penetra fácilmente en el suelo y, si es grande, el suelo es de mejor calidad. Una correlación aproximada entre N y D_r [ver ec. (6-2)] es la siguiente:

D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
N		4	10	30	50	

Generalmente se considera como "rechazo" un número de golpes superior a los 25 a 30 por cm.

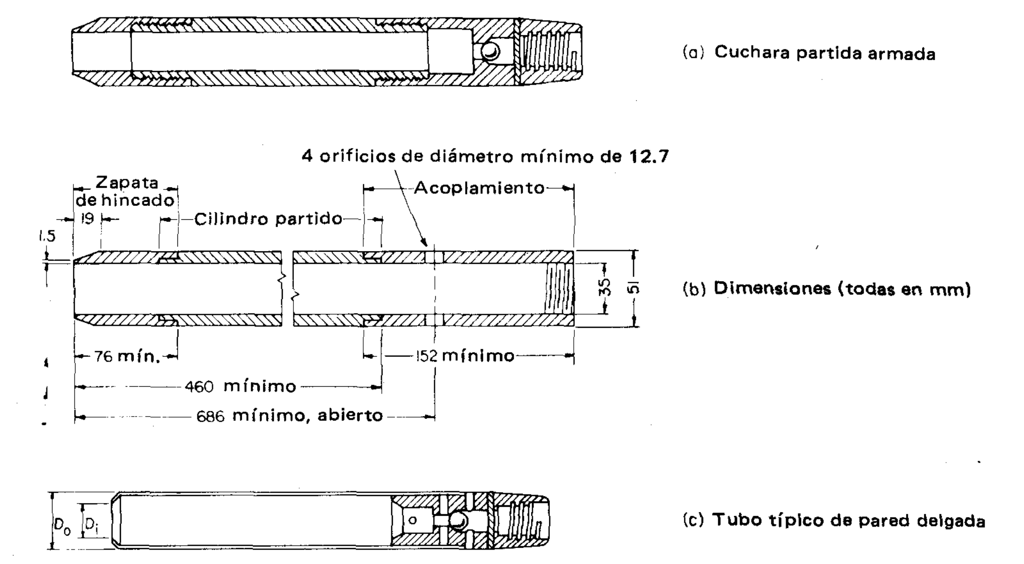


Figura 3-5 Dimensiones de la cuchara partida estándar usada para ensayo de penetración.

Se puede cobrar un sobreprecio de perforación cuando $N > 50$ para 30.5 cm debido al excesivo desgaste del equipo.

Las pruebas de penetración no sólo se utilizan ampliamente en materiales sin cohesión (para los cuales se desarrolló el ensayo), sino también se utilizan para suelos cohesivos pero con una confiabilidad mucho menor. Cuando se ha completado el ensayo, se retira la cuchara partida con el suelo recogido durante el proceso. Se desatornillan los extremos, se separa el cilindro y se remueve la muestra. Se pueden realizar ensayos de propiedades índices y/o de resistencia (si el suelo es cohesivo) con la muestra así obtenida.

El SPT recobra una muestra de suelo altamente perturbada debido a las paredes gruesas del muestreador, como se ilustra en la fig. 3-5. Por esta razón, cuando se requieren muestras de mejor calidad, se les acoplan tubos de pared delgada a las barras guía, introducidos dentro de la "barra hueca" de la perforación y metidos a presión (no hincados) para llenar el tubo. La calidad de cualquier muestra de tubo es relacionada con el área y con la razón de recuperación. La razón de área compara el área de la pared del tubo con el área de la muestra (ver fig. 3-5*c*) como

$$A_r = \frac{D^2_{\text{exterior}} - D^2_{\text{interior}}}{D^2_{\text{interior}}} \tag{3-9}$$

en donde D = diámetro. Las muestras de tubos deberían tener $A_r < 0.1$ para una perturbación mínima. La razón de recuperación compara la longitud de penetración por empuje con la longitud de la muestra recuperada:

$$L_r = \frac{L_{\text{recuperada}}}{L_{\text{de penetración}}} \tag{3-10}$$

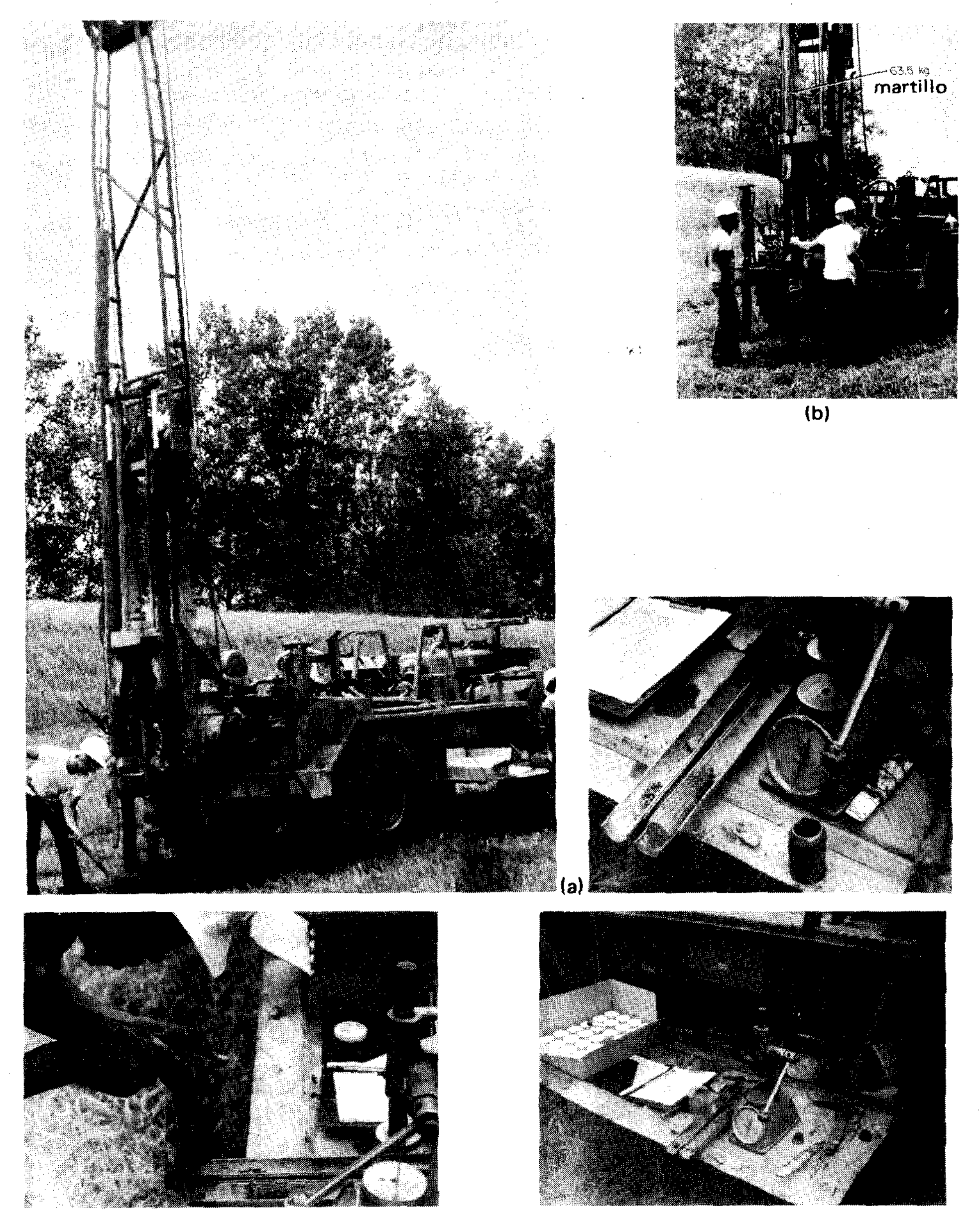


Figura 3-6 Operación de sondeo empleando una barrena continua helicoidal y un equipo de perforación montado en un vehículo para "todo tipo de terreno" (*a*) El operador observa los cortes de la barrena. Se está hincando la mitad superior de 1.5 m para realizar un ensayo SPT. (*b*) Cuenta de los golpes en un ensayo de SPT. (*c*) Cuchara partida separada, que enseña parte de la muestra recuperada. La zapata de hincado está en primer plano junto a un aparato de comprensión no confinada (fig. 13-25). (*d*) Uso de un penetrómetro de bolsillo (fig. 13-24) para obtener la resistencia a la compresión no confinada del suelo de un ensayo SPT. (*e*) Recuperación de arena muy húmeda en un ensayo SPT. El aparato redondo y dentado de la izquierda del equipo de compresión es un aditamiento para la cuchara partida a fin de retener arenas; las muestras representativas de suelo del ensayo SPT son almacenadas en los frascos pequeños de vidrio. Las marcas de la tapa indican la obra, número del sondeo, profundidad y número de golpes. (*Fotografías por cortesía de A y H Engineering y Testing Corporation.*)

Si $L_r > 1$, la muestra se ha expandido durante la operación del empuje; si $L_r < 1$, la muestra se ha comprimido (probablemente debido a la fricción del tubo). Rara vez será $L_r = 1$, pero valores de 0.98 a 1.02 producirán muestras de buena calidad.

La fig. 3-6 presenta una serie de fotografías de operaciones típicas de sondeo que utilizan una barrena helicoidal continua para realizar los sondeos.

Esta sección ha considerado sólo brevemente el campo de la exploración de suelos. El lector interesado puede consultar una referencia tal como la de Bowles (1977) o a Hvorslev (1949) para detalles adicionales y una discusión más completa.

3-10 RESUMEN

Este capítulo ha presentado los ensayos comúnmente utilizados para obtener las propiedades físicas e índices de un suelo, incluyendo:

Determinación del contenido de agua.

Límites de Atterberg (líquido, plástico y de contracción).

Gravedad específica, incluyendo comentario acerca de la precisión de cálculo del ensayo.

Distribución granulométrica, incluyendo tanto el análisis de cernido como el hidrométrico, los cálculos del análisis hidrométrico y el método de presentar los datos en un gráfico semilogarítmico.

También hemos estudiado brevemente el problema de la exploración del terreno y el ensayo estándar de penetración (SPT) comúnmente utilizado para obtener datos de terreno y muestras de laboratorio.

Los ensayos para obtener una estimación del flujo del agua a través del suelo, los asentamientos dependientes del tiempo y los ensayos de resistencia al corte se presentarán en capítulos posteriores así como también las discusiones apropiadas.

PROBLEMAS

3-1 Para el grupo de datos de los límites líquidos y plásticos señalados en la tabla 3-1,

(*a*) Calcular la media aritmética para w_L y w_P.

(*b*) Calcular la desviación estándar para w_L y w_P.

(*c*) Dibujar un histograma de frecuencia para ambos grupos de datos. Un histograma es un gráfico de barras que muestra la ocurrencia relativa de un valor de datos.

(*d*) Usando la información anterior, calcular I_P y dar una estimación de la confiabilidad de este cálculo. Asegúrese de comentar la significación de los valores.

3-2 Un ensayo de cernido realizado con dos suelos produjo los siguientes datos:

	Porcentaje que pasa	
Malla No.	Suelo *A*	Suelo *B*
4	72.0	100.0
10	68.7	96.0
30	49.3	78.1
60	32.4	41.8
100	21.3	23.7
200	5.1	8.8

SE REQUIERE: Trazar las curvas granulométricas para ambos suelos en el mismo gráfico. Encontrar D_{10} y D_{85} y calcular C_C y C_U.

Respuestas: Suelo A: $D_{10} = 0.09$ mm; $C_C = 0.68$; $C_U = 12$ (las respuestas de los estudiantes pueden diferir ligeramente debido a la precisión del trazado).

3-3 El desarrollo de la teoría del análisis hidrométrico requiere de hipótesis simplificadas. Dé una lista de ellas y discútalas brevemente.

3-4 Una suspensión suelo-agua de 1000 cm^3 contiene 55 g de suelo de $G_s = 2.70$. La temperatura de la suspensión es 20°C. Encontrar la lectura corregida del hidrómetro a $t = 0$. también:

(*a*) Calcular la gravedad específica de la suspensión suelo-agua a $t = 0$ para temperaturas de 4 y 20°C.

Respuesta: $G_{4°} = 1.035$

(*b*) Calcular la gravedad específica si se usa aceite en vez de agua para hacer la suspensión suelo-aceite. El aceite tiene un $G = 0.90$ a 4°C.

Respuesta: $G_{20°} = 0.935$

3-5 Se realizó un ensayo hidrométrico con $W_s = 50$ g. Otros datos incluyen la corrección cero = + 1.5; menisco = 1.0 unidades; $G_s = 2.72$.

Tiempo transcurrido t, min	T, °C	Lectura R del hidrómetro
1.0	18	48
5.0	20	38
100.0	24	25
1000.0	24	15

CALCULAR: Porcentaje más fino y D para estas cuatro lecturas.

Respuesta: $t = 5$ min: porcentaje más fino = 72.1 por ciento, $D = 0.0189$ mm.

3-6 Se realizó un análisis granulométrico por cernido en dos suelos, que dio:

Malla No.	Porcentaje que pasa, Suelo A		Porcentaje que pasa, Suelo B	
4	98.0		100	
10	86.5		100.0	
20	71.9		82.5	
40	55.9		62.3	
60	34.7		51.5	
100	18.3		40.1	
200	8.7		36.7	
		0.05 mm	23.2	**Hidrómetro**
		0.01	15.8	
		0.005	8.7	
		0.001	3.4	

SE REQUIERE: Trazar las dos curvas de tamaño del grano en la misma hoja del gráfico, encontrar D_{10} y D_{85} para ambos suelos y calcular los C_C y C_U apropiados.

Respuesta: Suelo B: C_C y C_U no tienen sentido; $D_{10} = 0.007$ mm; $D_{85} = 0.9$ m.

3-7 ¿Cuál es la razón de áreas de un tubo de pared delgada de diámetro exterior D.E = 51 mm y diámetro interior D.I = 47 mm?

3-8 Con referencia a la fig. 3-5, ¿cuál es la razón de áreas de la cuchara partida estándar? Con base en este valor, formule comentarios sobre la calidad de la muestra.

3-9 ¿Cuál es la razón de recuperación de una muestra que tuvo una penetración por empuje de 610 mm con una longitud recuperada de 590 mm? ¿Qué le sucedió a la muestra? ¿Cómo se hubiera podido evitar esto?

SE REQUIERE: Trazar las curvas granulométricas para ambos suelos en el mismo gráfico. Encontrar D_{10} y D_{85} y calcular C_C y C_U.

Respuestas: Suelo A: $D_{10} = 0.09$ mm; $C_C = 0.68$; $C_U = 12$ (las respuestas de los estudiantes pueden diferir ligeramente debido a la precisión del trazado).

3-3 El desarrollo de la teoría del análisis hidrométrico requiere de hipótesis simplificadas. Dé una lista de ellas y discútalas brevemente.

3-4 Una suspensión suelo-agua de 1000 cm^3 contiene 55 g de suelo de $G_s = 2.70$. La temperatura de la suspensión es 20°C. Encontrar la lectura corregida del hidrómetro a $t = 0$. también:

(*a*) Calcular la gravedad específica de la suspensión suelo-agua a $t = 0$ para temperaturas de 4 y 20°C.

Respuesta: $G_{4°} = 1.035$

(*b*) Calcular la gravedad específica si se usa aceite en vez de agua para hacer la suspensión suelo-aceite. El aceite tiene un $G = 0.90$ a 4°C.

Respuesta: $G_{20°} = 0.935$

3-5 Se realizó un ensayo hidrométrico con $W_s = 50$ g. Otros datos incluyen la corrección cero = + 1.5; menisco = 1.0 unidades; $G_s = 2.72$.

Tiempo transcurrido t, min	T, °C	Lectura R del hidrómetro
1.0	18	48
5.0	20	38
100.0	24	25
1000.0	24	15

CALCULAR: Porcentaje más fino y D para estas cuatro lecturas.

Respuesta: $t = 5$ min: porcentaje más fino = 72.1 por ciento,
$D = 0.0189$ mm.

3-6 Se realizó un análisis granulométrico por cernido en dos suelos, que dio:

Malla No.	Porcentaje que pasa, Suelo A		Porcentaje que pasa, Suelo B	
4	98.0		100	
10	86.5		100.0	
20	71.9		82.5	
40	55.9		62.3	
60	34.7		51.5	
100	18.3		40.1	
200	8.7		36.7	
		0.05 mm	23.2	Hidrómetro
		0.01	15.8	
		0.005	8.7	
		0.001	3.4	

SE REQUIERE: Trazar las dos curvas de tamaño del grano en la misma hoja del gráfico, encontrar D_{10} y D_{85} para ambos suelos y calcular los C_C y C_U apropiados.

Respuesta: Suelo B: C_C y C_U no tienen sentido; $D_{10} = 0.007$ mm; $D_{85} = 0.9$ m.

3-7 ¿Cuál es la razón de áreas de un tubo de pared delgada de diámetro exterior D.E = 51 mm y diámetro interior D.I = 47 mm?

3-8 Con referencia a la fig. 3-5, ¿cuál es la razón de áreas de la cuchara partida estándar? Con base en este valor, formule comentarios sobre la calidad de la muestra.

3-9 ¿Cuál es la razón de recuperación de una muestra que tuvo una penetración por empuje de 610 mm con una longitud recuperada de 590 mm? ¿Qué le sucedió a la muestra? ¿Cómo se hubiera podido evitar esto?

Capítulo 4

Clasificación del suelo

4-1 GENERALIDADES

El suelo puede ser clasificado, de una manera general, como *sin cohesión* o *cohesivo* o como grueso o de grano fino (ver sec. 2-9). Como estos términos son muy generales y cubren una gran gama de propiedades físicas y de ingeniería, se requieren precisiones o medios de clasificación adicionales para determinar la conveniencia de un suelo para propósitos específicos de ingeniería y para tener la capacidad de transmitir esta información a otros en forma comprensible. Numerosos sistemas de clasificación fueron propuestos en las décadas pasadas y, ocasionalmente, todavía alguien propone un nuevo sistema de clasificación. Del gran número de sistemas propuestos, el Sistema Unificado de Clasificación basado en el trabajo de Casagrande (1948) en pistas aéreas militares y el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, anteriormente el Bureau of Public Roads), son ampliamente usados en el mundo. Casi todos los departamentos estatales de transporte (departamentos de carreteras) de los Estados Unidos utilizan actualmente el sistema AASHTO para clasificación del suelo.

Los diversos sistemas de clasificación que han sido propuestos, usan los tamaños de las partículas para diferenciar las clasificaciones generales de grupo, tales como grava, arena, limo y arcilla, como se ilustra en la fig. 4-1. Por lo general, los límites de Atterberg también forman parte del proceso final de clasificación, en especial para trabajos de ingeniería.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es ampliamente utilizado por las agencias de ingeniería del gobierno de los Estados Unidos, incluyendo el Bureau of Reclamation, el Cuerpo de Ingenieros, códigos de construcción de ciudades y muchos laboratorios comerciales de ensayo de suelos y firmas

Número de la malla	4	10	40	200	270	400		
Unificado	Bolos	Grava	Arena	Limo	Arcilla			
AASHTO	Bolos	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Coloides		
ASTM	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Coloides			
FAA	Grava	Arena	Limo	Arcilla				
USDA	Bolos	Grava	Arena	Limo	Arcilla			
MIT	Grava	Arena	Limo	Arcilla				
Tamaño, mm	76.1	19	4	2	0.42	0.1	0.074	0.05
	0.01	0.005	0.002	0.001				

Figura 4-1 Intervalo del tamaño del grano en varios sistemas de clasificación de suelos.

consultoras de ingeniería geotécnica. Con de ligeras a ninguna modificación, este sistema es también común en Gran Bretaña, Canadá, Australia, India, Africa, Sud América y Europa.

El sistema de clasificación AASHTO empezó con el entonces U.S. Bureau of Public Roads en los años 1927-1929. El sistema fue revisado en 1945 para incluir subgrupos adicionales en el grupo A-2 (ver tabla 4-2), para incorporar índices de grupo dentro de subgrupos y para reducir el número de ensayos de suelo de cinco a tres. Como el nombre lo implica, este sistema de clasificación está basado en el comportamiento observado en terreno de sub-bases de suelo bajo pavimentos de carreteras.

La Administración Federal de Aviación (Federal Aviation Administration, FAA) del Departamento de Transportes de los Estados Unidos utiliza un sistema de clasificación de suelos separado para establecer el espesor de pavimentos requerido en los aeropuertos.

En este capítulo vamos a estudiar los sistemas de clasificación de suelos Unificado, AASHTO y FAA, ya que éstos son los sistemas más ampliamente usados. Un vez que el lector haya adquirido cierta familiaridad con la clasificación de suelos, es relativamente fácil usar cualquier sistema y clasificar un suelo en un sistema o en otro.

4-2 NECESIDAD DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACION

Un sistema de clasificación le permite a uno aprovechar la experiencia en ingeniería adquirida por otros; además facilita la comunicación entre grupos de ingenieros muy distantes que emplean el mismo método de clasificación de suelos. En otras palabras, es un lenguaje de comunicación. El uso de un sistema de clasificación no elimina la necesidad de estudios detallados de suelos o de ensayos para determinar las propiedades de ingeniería. Por ejemplo, el peso unitario de un suelo, características de compactación, comportamiento bajo condiciones de saturación, susceptibilidad a la acción de heladas, etc., no están directamente incluidos en el proceso de clasificación; sin embargo, pueden ser factores críticos en el diseño, en relación con un tipo particular de suelo. Como los sistemas de clasificación han incorporado indirectamente experiencias de ingeniería en los nombres de los grupos, existe una correla-

ción general entre aquellas y los grupos de clasificación. Por ejemplo, la experiencia dice que una grava arenosa es de fácil drenado; en consecuencia, si queremos una sub-base fácilmente drenable, deberíamos tratar de usar una grava arenosa.

4-3 EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

El sistema, originalmente desarrollado para uso en la construcción de aeropistas, fue divulgado por Casagrande en 1948. Había estado ya en uso desde 1942, pero fue ligeramente modificado en 1952 para hacerlo aplicable a presas y a otras construcciones.

Los grupos principales de suelos de esta clasificación aparecen en la tabla 4-1. Como se muestra en la tabla, bajo el encabezamiento "Símbolos de grupo", los suelos son designados por símbolos de grupos consistentes en un prefijo y un sufijo. Los prefijos indican los tipos principales de suelo y los sufijos indican las subdivisiones entre grupos como sigue:

Tipo de suelo	Prefijo	Subgrupo	Sufijo
Grava	G	Bien gradado	W
Arena	S	Pobremente gradado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	$w_L < 50$ por ciento	L
Turba	Pt	$w_L > 50$ por ciento	H

Una grava bien gradada es GW; una arena pobremente gradada es SP; una arena bien gradada es SW; una arena limosa es SM; una arcilla con un límite líquido > 50 por ciento es CH, etc. Una descripción literal debe acompañar los símbolos de clasificación, e.g., Arena SW, bien gradada con vestigios de grava, gruesa, café. Los problemas 2-16 al 2-19 ilustran el uso de descripciones visuales literales del suelo.

Un suelo es bien gradado o *no uniforme* si tiene una distribución amplia de los tamaños de los granos presentes, i.e., si hay algunos granos de cada tamaño posible entre los límites superior e inferior de la gradación. Esto se puede averiguar trazando la curva granulométrica, tal como se ilustra en la fig. 3-2, ya sea observando la forma y amplitudes de tamaños o calculando el coeficiente de uniformidad C_U y el coeficiente de concavidad C_C tal como se definieron en las ecs. (3-1) y (3-2), respectivamente.

Un suelo es pobremente gradado o *uniforme*, si la muestra es mayoritariamente de un solo tamaño o si es deficiente en ciertos tamaños de grano. Una arena de playa es un ejemplo de un suelo uniformemente gradado.

La tabla 4-1 ilustra que sólo los análisis de cernido y los límites de Atterberg son necesarios para clasificar un suelo. Se realiza un análisis de cernido y

se traza la curva granulométrica. Cuando *menos de 12 por ciento pasa la malla No. 200*, es necesario obtener C_C y C_U para establecer si el suelo es bien o pobremente gradado. Cuando más de un 12 por ciento pasa la malla No. 200, el coeficiente de uniformidad C_U y el coeficiente de curvatura C_C no tienen significación y sólo se emplean los límites de Atterberg para clasificar el suelo.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos define un suelo como:

1. *De grano grueso* si más de un 50 por ciento es retenido en la malla No. 200.
2. *De grano fino* si más de un 50 por ciento pasa la malla No. 200.

El suelo de grano grueso puede ser:

1. *Grava* si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4.
2. *Arena* si más de la mitad de la fracción gruesa está entre el tamaño de las mallas No. 4 y la No. 200.

El suelo de grano grueso es:

GW, GP o SW, SP	$\leq$ 5 por ciento pasa la malla No. 200
GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC o SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC	5 $<$ porcentaje que pasa la malla No. 200 $\leq$ 12
GM, GC o SM, SC	$>$ 12 por ciento pasa la malla No. 200

La clasificación de los suelos de grano grueso depende primariamente del análisis del tamaño del grano y de la distribución del tamaño de las partículas. Nótese que para un suelo granular es posible tener, digamos, 59 por ciento bajo la malla No. 4 y recibir la denominación de "grava", dependiendo del porcentaje que pase la malla No. 200. Agréguese un poco de arena de tal manera que el porcentaje que pase la malla No. 4 aumente, digamos, a 61 por ciento, y el suelo puede ser clasificado como arena. Las propiedades de ingeniería serían aproximadamente las misman en ambos casos, pero la clasificación es considerablemente diferente. Podría emplearse un símbolo dual de clasificación, tal como GW-SW, pero estos no fueron incluidos en la clasificación original para mantener el sistema tan sencillo como fuera posible; además, otros podrían no saber lo que esto significa. El cambio considerable en la clasificación con un pequeño aumento o disminución en el porcentaje que pasa la malla No. 4 o la No. 200 es otra razón de por qué es necesario incluir una descripción con palabras junto con los símbolos, i.e., grava muy arenosa, arena con mucha grava, etc. A propósito, la *turba* es clasificada sólo con base en la apariencia visual.

Tabla 4-1 Carta del Sistema Unificado de clasificación del suelo

Incluye identificación y descripción

<table>
<tr><td colspan="8">Procedimiento de identificación de terreno
(Excluyendo partículas mayores de 75 mm y basando las fracciones en pesos estimados)</td></tr>
<tr><td rowspan="8">SUELOS DE GRANO GRUESO
Más de la mitad del material es mayor que el tamaño de la malla 200</td><td rowspan="16">(El tamaño de la malla No. 200 es de aproximadamente el de la partícula más pequeña visible a simple vista)</td><td rowspan="4">GRAVAS
Más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamaño de la malla No. 4.</td><td rowspan="8">(Para clasificación visual, el tamaño de 6 mm puede ser considerado como equivalente al tamaño de la malla No. 4.)</td><td rowspan="2">GRAVAS LIMPIAS
(Poco o nada de finos)</td><td colspan="3">Intervalo amplio de tamaños del grano y cantidades considerables de todos los tamaños intermedios de partículas.</td></tr>
<tr><td colspan="3">Predomina un tamaño o un intervalo de tamaños con algunos tamaños intermedios faltantes.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">GRAVAS CON FINOS
(Cantidad apreciable de finos)</td><td colspan="3">Finos no plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, ML).</td></tr>
<tr><td colspan="3">Finos plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, CL).</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ARENAS
Más de la mitad de la fracción gruesa es menor que el tamaño de la malla No. 4.</td><td rowspan="2">ARENAS LIMPIAS
(Poco o nada de finos)</td><td colspan="3">Intervalo amplio en tamaños de grano y cantidades considerables de todos los tamaños intermedios de partículas.</td></tr>
<tr><td colspan="3">Predomina un tamaño o un intervalo de tamaños con algunos tamaños intermedios faltantes.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">ARENAS CON FINOS
(Cantidad apreciable de finos)</td><td colspan="3">Finos no plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, ML).</td></tr>
<tr><td colspan="3">Finos plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, CL).</td></tr>
<tr><td rowspan="8">SUELOS DE GRANO FINO
Más de la mitad del material es menor que el tamaño de la malla 200</td><td colspan="6">Procedimientos de identificación en la fracción menor que el tamaño de la malla No. 40</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="4">LIMOS Y ARCILLAS
Límite líquido menor de 50</td><td>Resistencia seca
(Características de aplastamiento)</td><td>Dilatancia
(Reacción al sacudimiento)</td><td>Tenacidad
(Consistencia cerca del límite plástico</td></tr>
<tr><td>Ninguna a ligera</td><td>Rápida a lenta</td><td>Ninguna</td></tr>
<tr><td>Mediana a alta</td><td>Ninguna a muy lenta</td><td>Mediana</td></tr>
<tr><td>Ligera a mediana</td><td>Lenta</td><td>Ligera</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="3">LIMOS Y ARCILLAS
Límite líquido mayor de 50</td><td>Ligera a mediana</td><td>Lenta a ninguna</td><td>Ligera a mediana</td></tr>
<tr><td>Alta a muy alta</td><td>Ninguna</td><td>Alta</td></tr>
<tr><td>Mediana a alta</td><td>Ninguna a muy lenta</td><td>Ligera a mediana</td></tr>
<tr><td colspan="5">SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</td><td colspan="3">Prontamente identificados por el color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por textura fibrosa.</td></tr>
</table>

Tabla 4-1 (*Cont.*)

Incluye identificación y descripción

Símbolos de grupo	Nombres típicos	Información requerida para describir los suelos
GW	Gravas bien gradadas, mezclas grava-arena; poco o nada de finos.	Dé el nombre típico; indique porcentajes aproximados de arena y grava, *tamaño max.* angularidad, condición superficial y dureza de los granos; nombre local o geológico y otra información descriptiva pertinente y símbolo en paréntesis. Para suelos no perturbados agregue información de la estratificación, grado de compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO: *Arena limosa*, con grava, alrededor de 20 por ciento de partículas duras de grava, angulares de *12 mm de tamaño máximo*; arena redondeada y subangular de granos gruesos a finos; con cerca de 15 por ciento de finos; no plásticos con baja resistencia seca; bien compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).
GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena; poco o nada de finos.	
GM	Gravas limosas, mezclas pobremente gradadas de grava arena-limo.	
GC	Gravas arcillosas, mezclas pobremente gradadas de grava-arena-arcilla.	
SW	Arenas bien gradadas, arenas con grava; poco o nada de finos.	
SP	Arenas pobremente gradadas, arenas con grava; poco o nada de finos.	
SM	Arenas limosas, mezclas pobremente gradadas de arena-limo.	
SC	Arenas arcillosas, mezclas pobremente gradadas de arena-arcilla.	
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	Dé el nombre típico; indique grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos; color en condiciones húmedas, olor si existe alguno, nombre local o geológico y con otra información descriptiva pertinente y símbolo en paréntesis. Para suelos no perturbados agregue información de la estructura, estratificación consistencia en estados natural y remoldeado, humedad y condiciones de drenaje. EJEMPLO: *Limo arcilloso* café; ligeramente plástico; porcentaje pequeño de arena fina, numerosos hoyos verticales de raíces; firme y seco en el lugar; loess; (ML).
CL	Arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.	
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.	
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasosas.	
OH	Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad.	
Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

Tabla 4-1 (*Cont.*)

Incluye identificación y descripción

Criterio de clasificación de laboratorio			
Use la curva de tamaño del grano para identificar las fracciones dadas por la clasificación de terreno	Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamaño de la malla No. 200), los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: Menos de 5 por ciento GW, GP, SW, SP. Más de 12 por ciento GM, GC, SM, SC. 5 a 12 por ciento *Casos de frontera* que requieren el uso de símbolos duales.	$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 4 $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3	
		No cumple con todos los requerimientos de gradación GW	
		Límites de Atterberg por debajo de la línea "*A*", o I_P menor que 4	Los casos sobre la línea "*A*" con I_P entre 4 y 7 son casos *de frontera* que requieren el uso de símbolos duales.
		Límites de Atterberg por encima de la línea "*A*" con I_P mayor que 7.	
		$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 6 $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3	
		No cumple con todos los requisitos de gradación para SW	
		Límites de Atterberg por debajo de la línea "*A*" o I_P menor que 4	Los casos sobre la línea "*A*" con I_P entre 4 y 7 son casos *de frontera* que requieren el uso de símbolos duales.
		Límites de Atterberg por encima de la línea "*A*" con I_P mayor que 7	

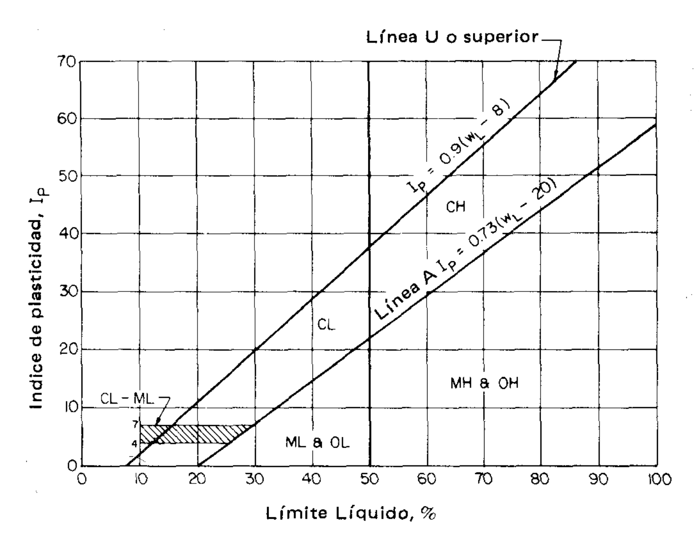


Figura 4-2 Diagrama *A* o de plasticidad para uso en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

La clasificación de suelos de grano fino requiere del uso de la plasticidad o del diagrama *A*, de la fig. 4-2. Cada suelo se agrupa de acuerdo con las coordenadas del índice de plasticidad y del límite líquido. En este diagrama, una línea empírica (la línea *A*) separa las arcillas inorgánicas (C) de los limos (M) y de los suelos orgánicos (O). Aunque los suelos limosos y orgánicos tienen áreas coincidentes, son fácilmente diferenciados por examen visual (color oscuro, presencia de materiales orgánicos) y olor.

La mayoría de las arcillas inorgánicas caen aproximadamente cerca de la línea *A*. Las arcillas caolíticas (descritas en el cap. 6) tienden a caer por debajo de la línea *A* como limos inorgánicos (ML o MH) en razón de la semejanza de sus propiedades de ingeniería. Algunas arcillas activas como la bentonita pueden estar por encima de la línea *A* y/o muy cerca de la línea *U*, aunque el límite líquido puede ser de varios centenares de porcentaje. En general, los suelos que tienen las mismas clasificaciones tienden a tener el mismo comportamiento de ingeniería.

La línea límite superior (línea *U*) de la fig. 4-2 representa aproximadamente el límite superior de las coordenadas de los índices de plasticidad y límites líquidos encontrados hasta ahora para todos los suelos. Cualquier suelo que esté a la izquierda de la línea *U*, debiera motivar sospechas y se hace necesario verificar los límites como primer paso en la secuencia de clasificación.

Ejemplo 4-1 Dados los datos de clasificación para los tres suelos siguientes, clasificar los suelos usando el Sistema Unificado de Clasificación.

	Suelo		
Porcentaje que pasa	*A*	*B*	*C*
No. 4 Malla	40	69	95
10	30	54	90
40	22	46	83
100	20	41	71
200	15	36	55
w_L, por ciento	35	39	55
w_p, por ciento	22	27	24
Observación visual	Café amarillento oscuro, con mucha grava.	Café grisáceo con algo de olor.	Azul-gris con algo de grava.

SOLUCION Como más del 12 por ciento pasa la malla No. 200, inmediatamente se pueden eliminar GW, GP, SW y SP como posibles clasificaciones para los tres suelos.

(*a*) *Para el suelo A*:

(1) Menos del 50 por ciento pasa la malla No. 4; en consecuencia, el suelo debe ser predominantemente grava, por lo tanto *G*.

(2) Considerando la ubicación del w_L = 35 por ciento e I_P = 13 (calculado) se encuentra un CL en el diagrama *A*.

(3) De las dos observaciones precedentes y la descripción visual para este suelo, el suelo *A* es: grava arcillosa, GC, café amarillento oscuro.

(*b*) *Para el suelo B*:

(1) Menos del 50 por ciento pasa la malla No. 200; en consecuencia el suelo es de grano grueso (ya sea arena o grava).

(2) Calcular el porcentaje que pasa la malla No. 4 y el retenido en la malla No. 200 como

$$69 - 36 = 33 \text{ por ciento arena}$$
$$100 - 69 = 31 \text{ por ciento grava}$$

Por lo tanto, más de la mitad de la fracción gruesa es arena.

(3) Más de 12 por ciento pasa la malla No. 200 y según los límites líquidos, el suelo se ubica bajo la línea *A* (w_L = 39 e I_P = 12); en consecuencia, la fracción menor que la malla No. 4 es un ML. Observando que los porcentajes de arena y grava son casi iguales, el suelo *B* es: arena limosa con indicios de materia orgánica, con mucha grava, café grisáceo, SM.

(*c*) *Para el suelo C*:

(1) Con 55 por ciento pasando la malla No. 200 el suelo es de grano fino.

(2) Usando w_L = 55 por ciento e I_P = 31, el suelo se ubica sobre la línea *A* y también sobre la línea de $w_L > 50$; por lo tanto el suelo *C* es: arcilla arenosa con algo de grava, CH, azul gris.

Casagrande (1948) originalmente sugirió que los suelos de grano fino podrían ser clasificados mejor como:

Suelo w_L =	0	35	50
Arcilla	CL	CI	CH
Orgánico	OL	OI	OH
Limo	ML	MI	MH

Esta clasificación de plasticidad intermedia no se usa actualmente y no se recomienda.

Con los suelos de grano grueso, a veces se usa un subgrupo adicional de GU y SU, por ejemplo, en la Gran Bretaña. La "U" indica una grava o arena uniforme, como los depósitos de ciertas gravas y de algunas arenas de duna y playa, que consisten primariamente de uno o dos tamaños.

4-4 EL SISTEMA AASHTO DE CLASIFICACION DE SUELOS

El sistema de clasificación original BPR de fines de la década de 1920 ha sido revisado varias veces. Clasifica los suelos de ocho grupos, desde *A-1* hasta *A*-8, y originalmente requería de los siguientes datos:

1. Análisis granulométrico
2. Límites líquido y plástico e I_P
3. Límite de contracción
4. Equivalente de la humedad de terreno, definida como el máximo contenido de humedad para el que una gota de agua colocada en una superficie pequeña de suelo no sea inmediatamente absorbida.
5. Equivalente de la humedad centrífuga —un ensayo para medir la capacidad del suelo para retener agua (el suelo seco es remojado en agua por 12 horas, luego centrifugado por 1 h. El contenido final de agua así obtenido es el EHC).

El sistema revisado (Proc. 25th Annual Meeting of Highway Research Board, 1945) retuvo los ocho grupos básicos pero agregó dos subgrupos en A-1, cuatro subgrupos en A-2 y dos subgrupos en A-7. Los ensayos de suelos (4) y (5) fueron eliminados, así que los únicos ensayos requeridos son el análisis *granulométrico y los límites líquido y plástico*. Este sistema de clasificación revisado fue adoptado por la AASHTO como la norma M-145. La tabla 4-2 ilustra el sistema corriente AASHTO de clasificación de suelos. No se presenta el grupo A-8, pero es turba o tierra vegetal, con base en una clasificación visual. Se dan los grupos A-1 al A-7 con dos subgrupos en A-1, cuatro subgrupos en A-2 y dos subgrupos en A-7, para un total de 12 subgrupos de suelo en este sistema de clasificación (excluyendo la turba y/o detrito). La fig. 4-3 se puede utilizar para obtener los rangos gráficos de w_L e I_P para los grupos A-4 a A-7 y para los subgrupos de clasificación del grupo A-2. Puede calcularse un índice de grupo empleando la ec. (4-3) o la fig. 4-4 para comparar suelos dentro de un grupo.

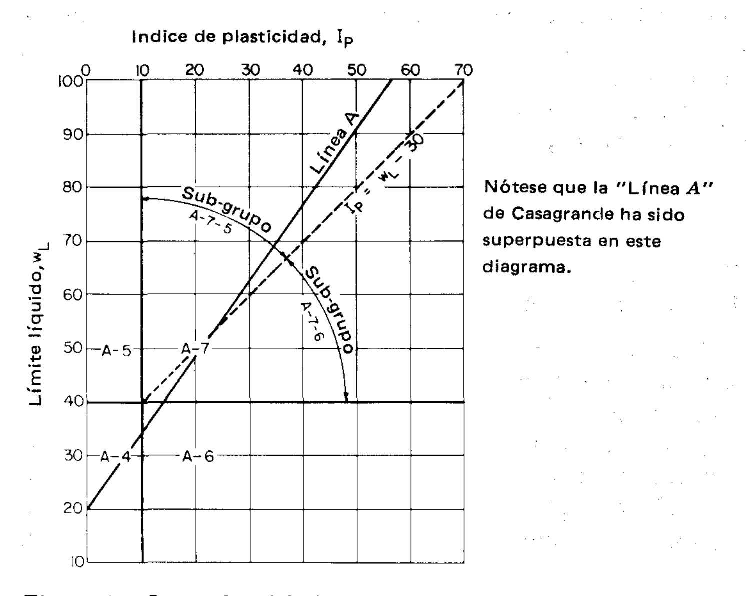


Figura 4-3 Intervalos del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos limo-arcillosos (A-4 a A-7).

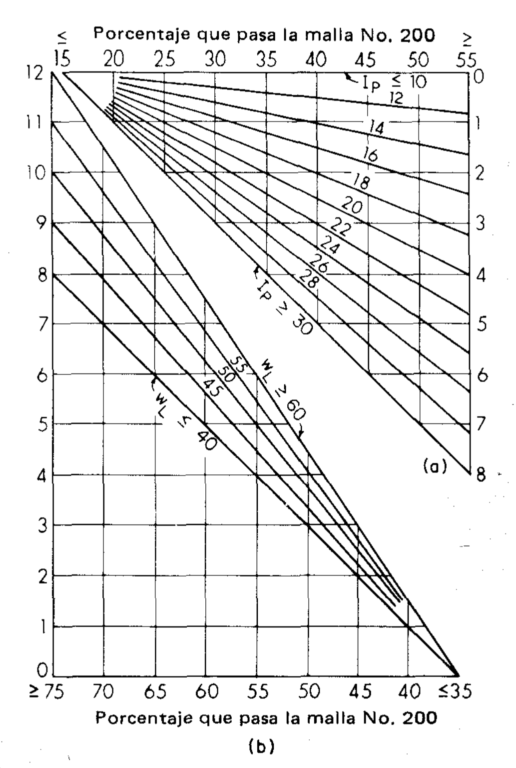


Figura 4-4 Diagramas para obtener el índice de grupo de un suelo. El índice de grupo es igual a la suma de las lecturas en la vertical de (*a*) y (*b*).

En general, este sistema de clasificación evalúa un suelo como:

1. Más pobre para uso en la construcción de caminos en la medida en que se avanza de izquierda a derecha en la tabla 4-2, i.e., el suelo *A*-6 es menos satisfactorio que el suelo *A*-5.
2. Más pobre para la construcción de caminos a medida que el índice de grupo aumenta para un subgrupo particular, i.e., un *A*-6(3) es menos satisfactorio que un *A*-6(1).

4-5 DESCRIPCION GENERAL DE LOS SUBGRUPOS DE LA CLASIFICACION DEL SISTEMA AASHTO

Los suelos desde el *A*-1 hasta el *A*-3 son *granulares*, con no más de 35 por ciento del material que pasa por la malla No. 200.

Un material típico del grupo *A*-1 es una mezcla de grava bien gradada, arena gruesa, arena fina y un material aglomerante (que pasa por la malla No. 200) que tiene poca a ninguna plasticidad. El subgrupo *A*-1*a*, que puede contener apreciable cantidad de grava, es un material de gradación más gruesa que el *A*-1*b*, que es predominantemente arena gruesa. El material ligante en este grupo puede tener una pequeña cantidad de plasticidad ($I_P \leqslant 6$).

El suelo *A*-3 es fino, arena relativamente uniforme, típicamente una arena fina de playa o arena eólica del desierto. El grupo *A*-3 también puede

Tabla 4-2 Sistema AASHTO de clasificación de suelos

Nótese que el *A*-8, turba o detritos orgánicos, se determina por inspección visual y no aparece en la tabla.

Clasificación general	Materiales granulares (35 % o menos pasa la No. 200)							Materiales limo-arcillosos (Más de 35 % pasa la No. 200)			
	A-1		*A*-3	*A*-2				*A*-4	*A*-5	*A*-6	*A*-7
Clasificación de grupo	*A*-1*a*	*A*-1*b*		*A*-2-4	*A*-2-5	*A*-2-6	*A*-2-7				*A*-7-5; *A*-7-6
Análisis de cernido: Porcentaje que pasa: No. 10	50 max.										
No. 40	30 max.	50 max.	51 min.								
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa la No. 40: Límite líquido:				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Indice de plasticidad	6 max.		N.P.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Indice de grupo	0		0	0		4 max.		8 max.	12 max.	16 max.	20 max.
Tipos usuales de materiales constituyentes significativos	Fragmentos de piedras, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como sub-base	Excelente a buena							Regular a pobre			

incluir mezclas de arenas finas aluviales pobremente gradadas, con algo de arena gruesa y grava. Las fracciones de limo o de polvo de roca, si existieran, que pasan la malla No. 200 son *no plásticos* (NP).

El grupo A-2 es también granular pero con apreciable (pero no más de 35 por ciento) cantidad de material que pasa por la malla No. 200. Estos materiales están en la frontera entre los materiales que caen en los grupos A-1 y A-3 y los materiales limo-arcillosos de los grupos A-4 a A-7. Los subgrupos A-2-4 y A-2-5 incluyen varios materiales en los que no más de 35 por ciento es más fino que la malla No. 200 y que tienen las características de plasticidad de los grupos A-4 y A-5. Los subgrupos A-2-6 y A-2-7 son semejantes a los A-2-4 y A-2-5, excepto que las características de plasticidad de la fracción bajo la malla No. 40 son las de los grupos A-6 y A-7. Por ejemplo, si el suelo tiene

$$w_L \leqslant 40\% \qquad I_P \geqslant 11 \qquad \text{Indice de grupo } IG \leqslant 16$$

y no más de un 35 por ciento pasa la malla No. 200, el suelo es un A-2-6, ya que las características de plasticidad son las de un suelo A-6 como se ilustra en la tabla 4-2. Si más de un 35 por ciento del material hubiera pasado la malla No. 200, el suelo contendría finos "apreciables" y sería clasificado como un A-6.

Los grupos A-4 a A-7 son considerados como suelos de grano fino y todos tienen más de 35 por ciento de material que pasa la malla No. 200.

Adicionalmente, el grupo de suelo A-7 se subdivide en

$$A\text{-7-5 si el } I_P < (w_L - 30)$$

$$A\text{-7-6 si el } I_P > (w_L - 30)$$

La fig. 4-3 se puede emplear para clasificar rápidamente los subgrupos A-7.

El grupo de suelo A-8 es turba (muy orgánica) o detrito (delgado, muy acuoso y considerable materia orgánica) y se identifica mediante inspección del depósito.

4-6 EL INDICE DE GRUPO EN EL SISTEMA AASHTO

Para establecer la posición relativa de un suelo dentro de un subgrupo, se desarrolló en índice de grupo IG. El índice de grupo es una función del porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 y de los límites de Atterberg. El índice de grupo puede obtenerse como la suma de los valores de la fig. 4-4a y b, una representación gráfica de la siguiente ecuación:

$$GI = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \qquad (4\text{-}3)$$

donde a= la parte del porcentaje que pasa la malla No. 200 mayor de 35 y sin exceder 75, expresada como un número entero (intervalo = 1 a 40).

b= la parte del porcentaje que pasa la malla No. 200 mayor de 15 y sin exceder 55, expresada como un número entero (intervalo = 1 a 40)

c = la parte del límite líquido mayor de 40 y no mayor de 60, expresada como un número entero (intervalo = 1 a 20)
d = la parte del índice de plasticidad mayor de 10 y sin exceder 30, expresada como un número entero (intervalo = 1 a 20)

El índice de grupo debe ser redondeado al número entero más cercano y colocado entre paréntesis, como

$$A\text{-}2\text{-}6(3)$$

En general, cuanto mayor sea el índice de grupo, menos deseable es el suelo dentro del subgrupo para su empleo en construcción de carreteras.

Ejemplo 4-2

DADOS Los mismos datos de clasificación del suelo del ejemplo 4-1.

SE PIDE Clasificar los tres suelos utilizando el sistema AASHTO de clasificación.

SOLUCION

(*a*) *Clasificación del suelo A*

(1) Procediendo de izquieda a derecha en la tabla 4-2, el suelo será un *A*-1, *A*-3 o *A*-2, porque sólo un 15 por ciento pasa la malla No. 200.
(2) Con base en el I_P = 13 (calculado), se eliminan *A*-1 y *A*-3.
(3) Con w_L = 35 por ciento e I_P = 13, el suelo se ajusta a la clasificación *A*-2-6.
(4) El índice de grupo se puede calcular como

$$GI = 0.2(0) + 0.005(0)(0) + 0.01(0)(3) = 0.0$$

El índice de grupo se obtiene en forma más conveniente como la suma de los valores de la fig. 4-4*a* y *b*:

$$\text{Fig. 4-4}a \cong 0$$
$$\text{Fig. 4-4}b \cong 0$$
$$GI = 0$$

(5) Del estudio de los datos del análisis de cernido y de los datos de clasificación, el suelo *A* es café amarillento oscuro, *grava arenolimosa* o *arcillosa*, *A*-2-6-(0).

(*b*) *Suelo B*:

(1) Procediendo de izquierda a derecha en la tabla 4-2, el suelo sólo puede ser un *A*-4, *A*-5, *A*-6 o *A*-7 ya que 36 por ciento pasa la malla No. 200.
(2) Con base en el I_P = 12, el suelo sólo puede ser un *A*-6 o *A*-7.
(3) Con w_L = 39 por ciento, el suelo es un *A*-6.

(4) El índice de grupo es

$$\text{Fig. 4-3}a = 0.5$$
$$\text{Fig. 4-3}b = \underline{0.4}$$
$$GI = 0.9 \rightarrow 1.0$$

(5) Del estudio de los datos del análisis de cernido (31 por ciento grava, 33 por ciento arena) y con los datos recién obtenidos, el suelo B es *arcilla o limo arenoso con bastante grava*, café grisáceo, con algo de material orgánico, A-6(1).

(*c*) *Suelo C*

(1) Con 55 por ciento que pasa la malla No. 200, el suelo en un A-4, A-5, A-6 o A-7.

(2) Con $w_L = 55$ por ciento e $I_P = 31$, el suelo es un A-7-6 ya que $I_P > w_L - 30$ (también según la fig. 4-3).

(3) El índice de grupo es

$$\text{Fig. 4-4}a = 8$$
$$\text{Fig. 4-4}b = \underline{5.8}$$
$$GI = 13.8 \quad \text{digamos } 14$$

(4) El suelo C es una *arcilla arenosa con algo de grava*, azul-gris A-7-6 (14).

4-7 EL SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS SEGUN LA ADMINISTRACION FEDERAL DE LA AVIACION (FAA)

La FAA (Federal Aviation Agency) tiene un método separado de clasificación de suelos, desarrollado primordialmente para el diseño de pavimentos de aeropuertos. La FAA, originada como la Administración de Aeronáutica Civil (Civil Aeronautics Administration, (CAA), propuso el sistema de clasificación de suelos en 1944. El sistema original de clasificación de la FAA usaba las mallas Nos. 10, 60 y 270, conjuntamente con los ensayos de límites líquido y plástico. La última revisión sustituyó las mallas Nos. 60 y 270 por los Nos. 40 y 200 respectivamente. No se efectuaron otros cambios en el sistema. La tabla 3-2 muestra los correspondientes tamaños en la malla

$$\text{No. } 40 = 0.420 \text{ mm} \qquad \text{No. } 60 = 0.250 \text{ mm}$$
$$\text{No. } 200 = 0.074 \text{ mm} \qquad \text{No. } 270 = 0.053 \text{ mm}$$

y puede observarse que las sustituciones de las mallas fueron relativamente de menor importancia y realizadas para una comparación más fácil de los suelos clasificados en el sistema FAA con los clasificados en otros sistemas más ampliamente utilizados.

El sistema FAA (tabla 4-3) clasifica los suelos en grupos desde el E-1 hasta el E-13. Los grupos E-1 a E-4 son suelos granulares de baja plasticidad

Tabla 4-3 Sistema de clasificación de suelos de la Administración Federal de Aviación (FAA)†

Grupo de suelo	Análisis de cernido mecánico				Plasticidad		Categoría como subrasante			
		Material más fino que la malla No. 10					Buen drenaje		Drenaje pobre	
	Grava‡ % > No. 10	Arena gruesa No. 10 > % > No. 40	Arena fina No. 40 > % > No. 200	Limo y arcilla % < No. 200	Límite líquido w_L, %	Indice de plasticidad I_p	Sin helada	Helada severa	Sin helada	Helada severa
E-1	0-45	40^+	60^-	15^-	25^-	6^-	Fa Ra	Fa Ra	Fa Ra	Fa Ra
E-2	0-45	15^+	85^-	25^-	25^-	6^-	Fa Ra	Fa Ra	F1 Ra	F2 Ra
E-3	0-45	—	—	25^-	25^-	6^-	F1 Ra	F1 Ra	F2 Ra	F2 Ra
E-4	0-45	—	—	35^-	35^-	10^-	F1 Ra	F1 Ra	F2 Rb	F3 Rb
E-5	0-55	—	—	45^-	40^-	15^-	F1 Ra	F2 Rb	F3 Rb	F4 Rb
E-6	0-55	—	—	45^+	40^-	10^-	F2 Rb	F3 Rb	F4 Rb	F5 Rc
E-7	0-55	—	—	45^+	50^-	10-30	F3 Rb	F4 Rb	F5 Rb	F6 Rc
E-8	0-55	—	—	45^+	60^-	15-40	F4 Rb	F5 Rc	F6 Rc	F7 Rd
E-9	0-55	—	—	45^+	40^+	30^-	F5 Rc	F6 Rc	F7 Rc	F8 Rd
E-10	0-55	—	—	45^+	70^-	20-50	F5 Rc	F6 Rc	F7 Rc	F8 Rd
E-11	0-55	—	—	45^+	80^-	30^+	F6 Rd	F7 Rd	F8 Rd	F9 Re
E-12	0-55	—	—	45^+	80^+	—	F7 Rd	F8 Re	F9 Re	F10 Re
E-13	Turba y/o detrito basado en el examen de terreno						No adecuado para el uso como subrasante			

(Flecha junto a los grupos E-3 a E-10: Orden decreciente de comportamiento)

†De las tablas 1 y 2 de *Airport Paving*, Departamento de Transporte, FAA, 9 de mayo, 1967 y revisado el 1o. de abril, 1970.

‡Cuando la muestra contiene material más grueso que la malla No. 10 en cantidades iguales o mayores a los límites máximos mostrados en la tabla, puede permitirse un grupo de clasificación mejor, siempre y cuando el material grueso sea razonablemente sano y bien gradado.

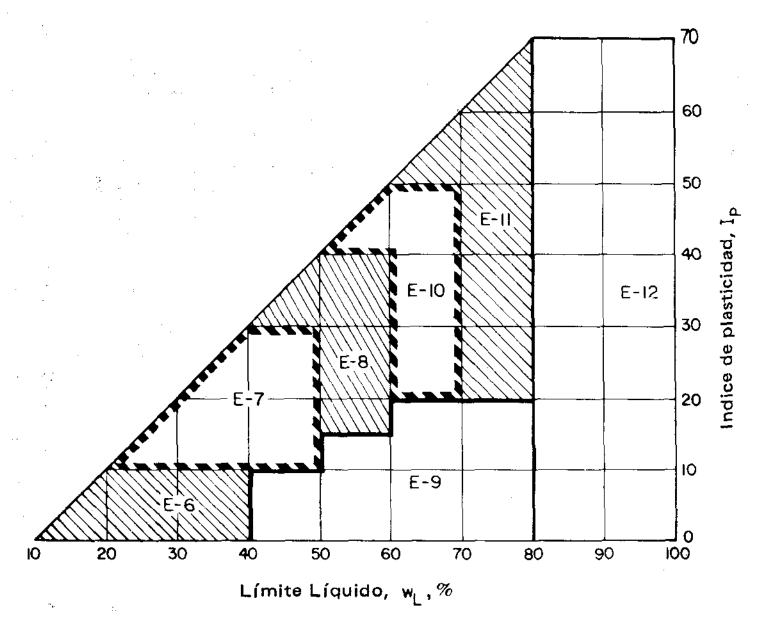


Figura 4-5 Diagrama del sistema de clasificación de suelos de la FAA para uso en la clasificación de suelos de grano fino con más de 45 por ciento que pasa la malla No. 200.

con no más de 35 por ciento que pasa la malla No. 200 y hasta un máximo del 45 por ciento retenido en la malla No. 10.

Los suelos *E*-5 a *E*-12 son principalmente de grano fino, con más de 35 por ciento que pasa la malla No. 200 y con un aumento progresivo de las características de plasticidad. El suelo *E*-13 es turba o detrito y corresponde exactamente a un suelo *A*-8 en el sistema de clasificación AASHTO. La fig. 4-5 es una solución gráfica conveniente para los suelos finos, *E*-6 al *E*-12. El suelo *E*-5 es en cierto grado un suelo límite con un 35 a 45 por ciento del material más fino que la malla No. 200.

Dependiendo del grupo de clasificación del suelo y de si el pavimento es rígido (concreto) o flexible (asfalto), existen las correspondientes clases de subrasantes. Las categorías de subrasante (también ilustradas en la tabla 4-3) están basadas en el comportamiento de un suelo particular bajo diferentes condiciones de drenaje y potencial de heladas.

En la tabla 4-3, F y R señalan las clasificaciones de subrasante para pavimentos "flexibles" y "rígidos", respectivamente. En el diseño de pavimentos de aeropuertos, la estructura del pavimento incluye la capa (s) de rodadura de asfalto o concreto como también de las capas necesarias de base y sub-base requeridas para desarrollar resistencia adecuada a las cargas de las ruedas de los aviones. La clasificación de subrasante Fa y Ra ilustradas para los suelos *E*-1 y *E*-2, no requiere de una capa de base separada; más bien, la superficie del pavimento puede ser colocada directamente sobre el perfil preparado en el terreno o subrasante. En general, a medida que el número de la subrasante aumenta (como de F1 a F2 o de Rb a Rd), el espesor de la estructura del pavimento también aumenta.

El término *drenaje* en la tabla 4-3 implica que el suelo subyacente a la superficie del pavimento no retiene agua (es granular y de drenaje libre). La designación *sin helada* significa que la condición climática y geográfica es tal, que la profundidad de penetración del hielo no es mayor que la capa de rodadura del pavimento.

Ejemplo 4-3 Reclasificar los suelos dados en el ejemplo 4-1 en el sistema de clasificación FAA. Obtener también la clasificación del suelo como subrasante para un pavimento asfáltico (flexible) con la hipótesis de que la profundidad de penetración del hielo es de 40 cm para los tres suelos. Supóngase, además, que cualquier suelo que tenga más de 20 por ciento del material menor que la malla No. 200, será de "drenaje pobre."

SOLUCION

(*a*) *Para el Suelo A*:

(1) Con 30 por ciento retenido en la malla No. 10, el suelo no puede ser fácilmente identificado.
(2) Con 15 por ciento que pasa la malla No. 200 el suelo puede estar sólo desde el *E*-1 hasta el *E*-5.
(3) Con el I_P = 13 y w_L = 35 por ciento, el suelo debe ser un *E*-5.
(4) Para una profundidad de hielo de 40 cm y buen drenaje (menos de 20 por ciento pasa la No. 200), la clase de la subrasante es F2.
El suelo *A* es: grava areno limosa o arcillosa, café amarillenta oscura, *E*-5(F2).

(*b*) *Suelo B*:

(1) El porcentaje que pasa la malla No. 4 es de aproximadamente 70 por ciento, pero esto dice poco acerca de la clasificación.
(2) El porcentaje que pasa la malla No. 10 y es retenido en la malla No. 40 es 54 − 46 = 8 por ciento.
(3) Con 36 por ciento que pasa la malla No. 200, el suelo puede ser sólo un *E*-5.
(4) Con w_L de 39 por ciento e I_P de 12, el suelo es un *E*-5. Suelo *B*: Arcilla o limo arenoso, con bastante grava y algo de material orgánico, café grisácea, *E*-5(F4).

(*c*) *Suelo C*:

(1) Con 90 por ciento que pasa la malla No. 10 el suelo estará entre *E*-6 y *E*-12.
(2) Con w_L = 55 por ciento e I_P = 31, se clasifica el suelo como un *E*-8 (refiérase a la fig. 4-5).
(3) Con 55 por ciento que pasa la malla No. 200, el drenaje será pobre y con 40 cm de profundidad de hielo la clase de la subrasante es F7.
Suelo *C*: Arcilla arenosa con algo de grava, azul-gris, *E*-8 (F7).

4-8 ENSAYO DE IDENTIFICACION EN TERRENO

Los suelos de grano grueso tales como grava, arena, grava arenosa, arena con grava, etc., pueden ser rápidamente identificados por inspección. Los indicios de limo y/o arcilla son algo más difíciles de identificar cuando están mezclados con estos materiales, pero pueden ser de poca importancia, a menos que la cantidad esté por encima del 5 a 10 por ciento. El ensayo de sedimentación, descrito para suelos finos, puede usarse para determinar si están presentes cantidades significativas de limo, arena muy fina o arcilla.

Los suelos finos pueden ser identificados usando algunos, o todos, de los siguientes ensayos para realizar con la fracción aproximada de tamaños que pasa la malla No. 40 (remueva las partículas grandes a mano, más que cerniéndolas).

1. *Dilatancia* (o reacción de movilidad del agua de los poros al sacudimiento). Prepare una pastilla de suelo húmedo de un volumen de 1 a 3 cm^3, usando bastante agua para hacer al suelo blando pero no pegajoso. Coloque la pastilla en la palma de una mano y golpee la mano vigorosamente, haciéndola vibrar, con la otra. Si el suelo es arena fina, limo o arena fina limosa, las fuerzas de inercia debidas al golpeteo forzarán el agua hacia la superficie de la pastilla de suelo y aparecerá húmeda o lustrosa. Si la muestra es manipulada, el agua superficial desaparecerá. En suelos con bastante arcilla, este ensayo no produce reacción.
2. *Resistencia seca* (resistencia de los terrones secos al aplastamiento). Moldee una pastilla de suelo a una consistencia cercana a la de la masilla, añadiendo agua si es necesario. Deje secar completamente la pastilla y entonces ensaye la resistencia al aplastamiento rompiéndola o desmenuzándola entre los dedos. La resistencia seca aumenta a medida que crece la plasticidad. Una resistencia alta es característica de las arcillas del grupo CH, una resistencia menor para los suelos CL y MH, y de muy baja a no existente para los suelos OL y ML. La arena fina, el limo y las mezclas areno-limo casi poseen resistencia seca. Nótese que se puede realizar este ensayo con suelos aproximada o naturalmente secos in situ.
3. *Tenacidad* (consistencia cerca del límite plástico). Tome una muestra de alrededor de 1 cm^3 y amásela hasta la consistencia de una masilla. Haga rodar al suelo en la palma (o en una superficie suave) hasta formar un cilindro de unos 3 mm de diámetro. Cuando la pastilla de suelo se desmenuza y pierde su plasticidad, se ha alcanzado el límite plástico. A mayor resistencia del cilindro de 3 mm al estirarlo, más alta es la posición del suelo en la tabla de plasticidad con respecto a la línea A. Un cilindro débil que se desmigaja fácilmente, indica limos o arcillas inorgánicas de baja plasticidad. Las arcillas altamente orgánicas son también muy débiles pero pueden sentirse esponjosas en el límite plástico.
4. *Sedimentación*. Coloque alrededor de 50 g (más para suelos con grava) en un frasco de vidrio, tal como uno cilíndrico con fondo llano, tubo de ensayo, vaso gradado u otro del orden de 150 mm de profundidad y con agua como para llenarlo. Agite vigorosamente por varios minutos y luego déjelo

quieto. La grava y la arena gruesa sedimentarán casi instantáneamente, la arena fina lo hará en no más de 1 a 3 min; el limo necesitará no más de 15 min; la arcilla, solo un poco más, a menos que se agregue un agente defloculador (vea sec. 6-7). El espesor relativo de los sedimentos es una indicación de los porcentajes de los varios tamaños del grano.

5. *Color*. En general, los colores oscuros, tales como negro, gris y café oscuro, indican suelos orgánicos.
6. *Olor*. Los suelos orgánicos normalmente tienen un olor distintivo de materiales en descomposición. Este ensayo debiera ser aplicado a muestras frescas que están todavía húmedas. Pueden estar visualmente presentes, como ayuda adicional, raíces, partes de semillas, madera, plantas, etc.
7. *Tacto*. Las arenas y limos se secan rápidamente y pueden ser desempolvados de las manos fácilmente. Después de secar, las arcillas tienden a colorear las manos, y éstas deben ser lavadas para remover todas las trazas. La arcilla tiende a ser suave al tacto o a dejar una suave huella cuando se pasa una espátula a través de una masa húmeda. Los limos y arenas son ásperos y llenos de partículas duras y dejan marcas del grano cuando se mueva la espátula a lo largo de un terrón húmedo.

4-9 RESUMEN

Este capítulo ha presentado tres sistemas de clasificación de suelos y ensayos de identificación en terreno ampliamente usados en la ingeniería de cimentaciones. El Sistema Unificado es usado tanto en los Estados Unidos como, con algunas modificaciones menores (si es que existen algunas), en otras partes. El sistema AASHTO es el empleado por la mayoría de los departamentos estatales de carreteras en los Estados Unidos y en otros países. El sistema FAA es usado para el diseño de pavimentos de aeropuertos civiles en los Estados Unidos.

Estos tres sistemas de clasificación requieren de:

TABLA 4-4 Comparación de los grupos de clasificación de suelos AASHTO, Unificado y FAA

AASHTO	Unificado	FAA
A-1*a*	GW, GP, SW, GM	*E*-1
A-1*b*	SW, SP, SM, GC	*E*-1
A-3	SP	*E*-1, *E*-2
A-2-4	CL, ML	*E*-1, *E*-2, *E*-4
A-2-5	CL, ML, CH, MH	
A-2-6	CL, ML	
A-2-7	CL, ML, CH, MH	
A-4	CL, ML	*E*-5, *E*-6
A-5	CL, ML, CH, MH	*E*-9
A-6	CL, ML	*E*-5, *E*-7, *E*-8, *E*-10, *E*-11, *E*-12
A-7	CL, ML, CH, MH	*E*-7, *E*-8, *E*-9, *E*-10, *E*-11, *E*-12
A-8	Turba y detrito orgánicos	*E*-13 (también turba y/o detrito)

1. Un análisis de cernido utilizando al menos las mallas Nos. 10, 40 y 200. Si se usa el Sistema Unificado y menos del 12 por ciento pasa la malla No. 200, deben usarse suficientes mallas adicionales para trazar una curva granulométrica razonable.
2. Determinación de los límites líquido y plástico.
3. Aplicar el proceso de eliminación para clasificar el suelo usando los datos de granulometría y de plasticidad.

La tabla 4-4 compara las clasificaciones de los tres sistemas usados en este capítulo; es fácil ver que los sistemas se traslapan considerablemente.

Nótese que no existe un completo acuerdo en los tamaños de partículas divisorias entre grava, arena, limo y arcilla. Las siguientes divisiones parecen, sin embargo, ser las más ampliamente aceptadas y son satisfactorias para el trabajo geoténico.

Tamaño de partícula	4.76 mm	0.74 mm	0.002 mm
Malla No.	4	200	—
Grava	Arena	Limo	Arcilla

Estas definiciones arbitrarias están basadas en el tamaño de las partículas y es posible que algunas partículas minerales de arcilla, o plaquetas, sean ligeramente mayores de 0.002 mm. Por otra parte, es posible que tamaños de partículas de 0.002 mm o menos correspondan a polvo de roca o coloides en vez de a minerales arcillosos como se verá posteriormente (cap. 6).

Otro problema en la clasificación del suelo ocurre entre países (refiérase a la tabla 3-2). Las siguientes series se usan para el análisis granulométrico en los Estados Unidos y en la Gran Bretaña:

Estados Unidos			Gran Bretaña	
No. 4	4.76 mm	← división de la arena y grava →	No. 7	2.411 mm
10	2.00		14	1.204
20	0.841		25	0.599
40	0.420	← para límites de Atterberg →	36	0.422
60	0.250		72	0.211
100	0.149		100	0.152
200	0.074		200	0.076
bandeja de fondo			bandeja de fondo	

Estas dos series típicas de mallas ilustran también las pequeñas diferencias entre los dos países para el tamaño divisorio entre grava y arena y los números de las mallas usadas para obtener la fracción del suelo, a la cual se determinan los límites de Atterberg.

PROBLEMAS

Emplee los siguientes datos para los problemas 4-1 a 4-4.

En todos los problemas de clasificación, además de los símbolos de clasificación del grupo, dé una descripción del suelo (arcilla arenosa, arcilla arenosa con indicios de grava, etc.) según sea apropiado para los datos de análisis de cernido.

	Porcentaje que pasa				
	Suelo				
Malla	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*
4	48	72	51	97	—
10	37	68	43	93	98
40	25	41	32	85	94
100	19	37	22	76	75
200	13	25	4	53	61
w_L, por ciento	32.6	41.3	NP	53.4	48.3
w_P, por ciento	21.5	22.3	—	31.6	23.1
Visual	Café oscuro	Café amarillento oscuro	Café suave	Gris oscuro con olor a madera	Café rojizo

4-1 Clasificar los suelos *A*, *B*, *D* y *E* del grupo anterior, empleando el Sistema Unificado de clasificación de Suelos. No dibuje una curva granulométrica a menos que sea necesario.

4-2 Clasificar los suelos nombrados del anterior grupo usando el sistema de clasificación AASHTO.

4-3 Clasificar los suelos *A*, *C*, y *E* usando el sistema FAA de clasificación de suelos. Supóngase una penetración de hielo de 0.5 m. Si más de un 20 por ciento pasa la malla No. 200, supónganse características de drenaje "pobres" o "deficientes".

4-4 Trazar una curva granulométrica para el suelo *C*, calcular C_U y C_C, y clasificarlo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

4-5 Clasificar los suelos *A* y *B* del problema 3-2 usando los sistemas Unificado y AASHTO.

4-6 Clasificar los suelos *A* y *B* del problema 3-6 usando los sistema Unificado y AASHTO. Tomar w_L = 32.6 y 46.5 por ciento, respectivamente, y w_P = 16.3 y 26.5 por ciento para los suelos *A* y *B*, respectivamente.

4-7 Repetir el problema 4-6 para el sistema FAA pero omitiendo la clasificación de la subrasante.

Capítulo 5

Propiedades geológicas, formaciones de depósitos naturales de suelos y agua subterránea

5-1 INTRODUCCION

Para propósitos prácticos de ingeniería, el suelo puede definirse como "el material no consolidado sobre la roca sólida". Dentro de éste, podemos distinguir particularmente *la capa vegetal,* material no consolidado en la parte superior, de 0.01 a 0.5 m, que contiene materiales orgánicos y nutrientes de las plantas y que sostiene su vida. El suelo superior es de particular interés para los ingenieros agrónomos.

Los suelos son depósitos de los productos secundarios de la meteorización de la corteza rocosa, de las rocas expuestas o suspendidas en la matriz de suelos, o de ambos. Como el material de suelo no consolidado constituye una gran parte de la superficie de la tierra, tanto en los continentes como debajo de los océanos, lagos y de otras áreas cubiertas por agua, pocos proyectos de ingeniería, con la probable excepción de la excavación de túneles en roca, pueden ser realizados sin encontrar algún tipo de suelo. Como generalmente es poco práctico llevar las cimentaciones de edificios hasta la roca situada debajo del manto de suelos, el apoyo de las cimentaciones de las estructuras en el suelo constituye uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geotécnica.

Este capítulo estará relacionado con los aspectos geológicos de la formación del suelo en lo referente a la formación del relieve, formación del suelo y agua subterránea. Se sugiere al lector suplementar las materias siguientes obteniendo su libro de texto de geología, preferiblemente orientado hacia la geología de ingeniería y estudiarlo cuidadosamente. De todas maneras, el lector debiera hacerse el hábito de observar las formaciones de suelos y rocas expuestas cuando viaje por carreteras, cuando camine por el campo, cuando inspeccione proyectos o cuando existan otras oportunidades de observación.

Este capítulo presentará una breve introducción a la geología de las rocas, incluyendo algunos detalles adicionales de los diversos grupos de roca, que será complementado por una discusión sobre la formación del suelo, vía meteorización de la roca. Se considerarán los factores geológicos en la formación de varios tipos de depósitos de suelos y, finalmente, se presentará una discusión sobre el agua subterránea.

5-2 LA TIERRA

De acuerdo con teorías generalmente aceptadas, la Tierra se formó hace alrededor de 4.500 millones de años, de una gigantesca bola de gases y escombros cósmicos. El enfriamiento de esta masa formó la *atmósfera*, la *hidrosfera* y la *litosfera*. La atmósfera es el envoltorio gaseoso que rodea la hidrosfera o zona de agua (tanto en el océano como en los lagos) y a la litosfera o corteza terrestre y masa interior.

La corteza terrestre consta conjuntamente de roca y de roca meteorizada (como el suelo) y, generalmente, se acepta que su espesor sea de 10 a 15 kilómetros (km) o más, como se muestra en la fig. 5-1. La fig. 5-1 también ilustra varios otros factores generalmente aceptados por los geólogos.

Los principales elementos que componen la *corteza exterior* de la Tierra son aproximadamente los siguientes:

Elemento	Símbolo	Porcentaje en peso	Porcentaje en volumen
Oxígeno	O	46.6	93.8
Silicio	Si	27.7	0.9
Aluminio	Al	8.1	0.5
Hierro	Fe	5.0	0.4
Magnesio	Mg	2.1	0.3
Calcio	Ca	3.6	1.0
Sodio	Na	2.8	1.3
Potasio	K	2.6	1.8

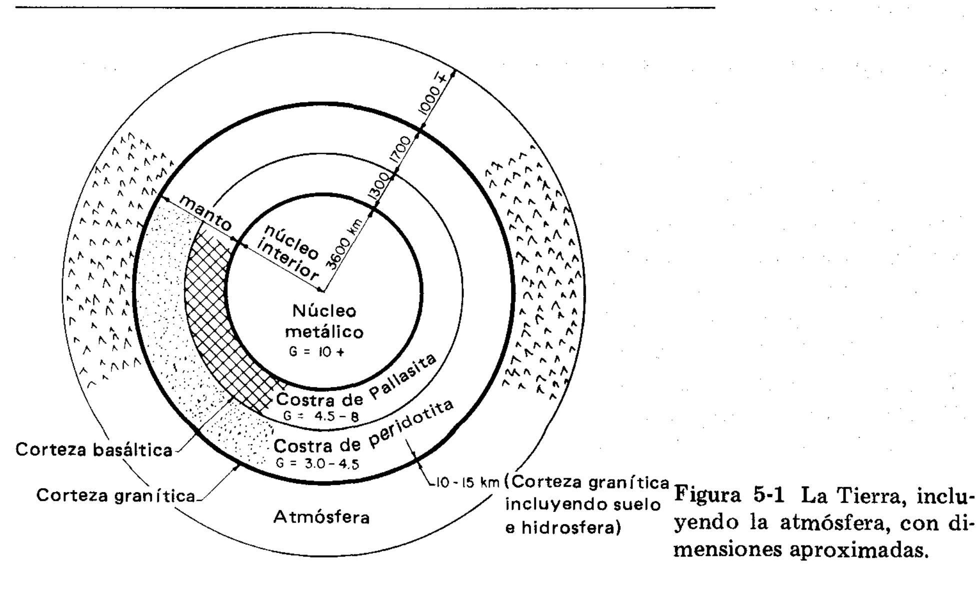


Figura 5-1 La Tierra, incluyendo la atmósfera, con dimensiones aproximadas.

Estos elementos rara vez existen solos, sino, más bien, en combinación, como *minerales*. Los minerales principales que tienden a estar expuestos a la meteorización para producir el suelo en o cerca de la superficie de la Tierra son:

Mineral	Porcentaje aproximado
Feldespato Ortoclasa [$K(AL)Si_3O_8$]: rosada, blanca y gris a verde. Plagioclasa [$Na(Al)Si_3O_8$]: blanca, gris, verde y roja; puede contener Ca en vez de Na	30
Cuarzo (SiO_2, o bióxido de silicio)	28
Minerales arcillosos (vea también el cap. 6) y micas Muscovita [$K(Al_2)Si_3Al(O_{10})(OH)_2$]: mineral de color claro Biotita [$K_2(Mg, Fe)_6(SiAl)_8O_{20}(OH)_4$]: negra, café o de color verde	18
Calcita (como $CaCO_3$) o dolomita [como $CaMg(CO_3)_2$]	9
Oxidos de hierro Hematita (Fe_2O_3): de matices rojos Limonita ($2Fe_2O_3 \cdot 3H_2O$): de variados matices amarillos	4
Piróxeno y anfíbol Piróxeno: Silicato de calcio, magnesio, hierro y aluminio Anfíbol (hornblenda): silicato de sodio, calcio, magnesio, hierro y aluminio	1
Otros, incluyendo Caolinita (arcilla): silicato hidratado de aluminio [$Al_2Si_2O_5(OH)_4$] como subproducto principal de la meteorización del feldespato Olivina (color verdoso): silicato de magnesio y hierro [$(MgFe)_2SiO_4$]	10

5-3 PROPIEDADES FISICAS DE LOS MINERALES

Las propiedades físicas especialmente útiles en la identificación de minerales son:

Dureza: detalla los materiales que rayará un mineral y qué materiales, en cambio, lo rayarán.
Color: verde, blanco, incoloro, gris, etc.
Huella o raspadura: el color de una línea de polvo mineral formada cuando la superficie se raya con un objeto duro
Lustre: la apariencia de una superficie recién quebrada vista en luz reflejada por ella (brillante, grasosa, lustrosa, metálica, opaca, etc.)
Gravedad específica: relacionada con el peso de una cantidad de mineral
Clivaje: ruptura a lo largo de planos definidos
Fractura: ruptura a lo largo de líneas irregulares de fractura

La escala de dureza de Mohs se utiliza como base de evaluación de la dureza de los minerales, tal como se indica enseguida y en orden creciente de dureza:

1. Talco (el más blando)
2. Yeso
3. Calcita
4. Fluorita
5. Apatita
6. Feldespato
7. Cuarzo
8. Topacio
9. Corindón
10. Diamante (el más duro)

Cualquier mineral de la escala de dureza rayará los minerales situados por debajo de sí; por ejemplo, en la lista anterior el diamante rayará todos los nueve minerales restantes. Existen equipos de dureza que contienen pequeñas muestras de los diez minerales de la escala de dureza de Mohs. En reemplazo del equipo puede usarse lo siguiente:

	Dureza
Uña del dedo	$2\frac{1}{2}$ (rayará al talco y al yeso)
Moneda de cobre	3
Vidrio	$5-5\frac{1}{2}$ (raya desde la apatita al talco)
Hoja de cuchillo	$5\frac{1}{2}-6$ (puede rayar al feldespato)
Lima de acero	$6\frac{1}{2}-7$ (raya desde el feldespato al talco)

La figura 5-2 ilustra varios de los minerales más comunes.

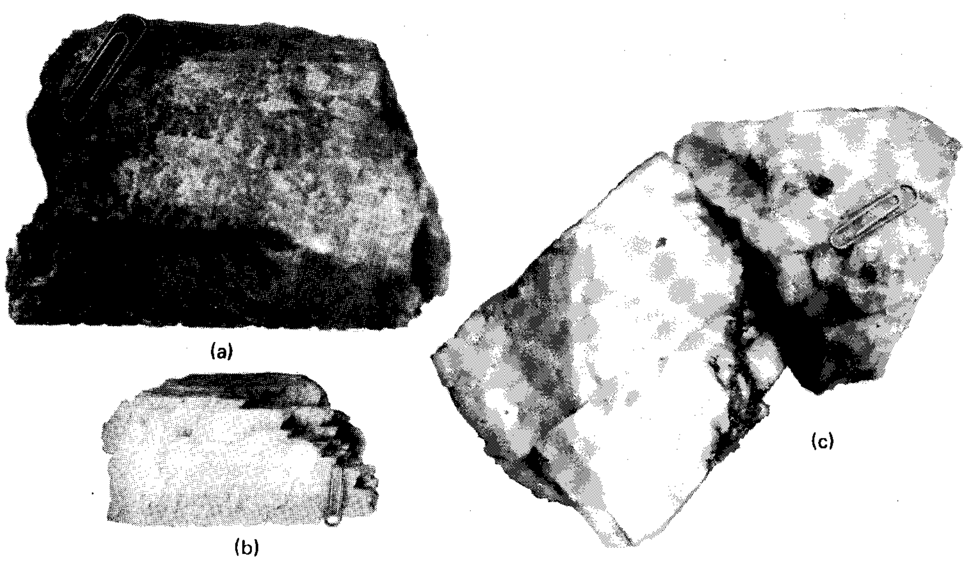


Figura 5-2 Varios de los minerales de ocurrencia corriente. El gancho para papel que sirve de escala, tiene 2.3 cm. (*a*) Feldespato ortoclásico (rosado); (*b*) feldespato plagioclásico (blanco); (*c*) cuarzo —la pieza blanca de la izquierda es de una intrusión granítica del ancho ilustrado; la pieza de la derecha es rosada, encontrada en un lecho fluvial.

5-4 EL CICLO ROCA SUELO

Los geólogos clasifican todas las rocas en tres grupos básicos: *ígneas*, *sedimentarias* y *metamórficas*. Las rocas son mezclas de varios minerales o compuestos y varían grandemente en composición. La caliza, por ejemplo, es primordialmente calcita, mientras que el granito contiene feldespato, cuarzo y cantidades variables de ferromagnesianos.

La historia geológica documentada de aproximadamente mil millones de años (tabla 5-1) indica que la Tierra está cambiando continuamente. Los procesos de meteorización, ayudados por las deformidades de la corteza (colinas, valles, etc.), reducen la(s) roca(s) sólida(s) a fragmentos, creando suelos *residuales* o productos in situ provenientes de la meteorización de esa roca. En un principio, el proceso de meteorización afectó las rocas sólidas, o los depósitos de precipitados minerales o ambos, formados durante el enfriamiento de la roca fundida. Después, la gravedad, a través de los deslizamientos y de la fluencia lenta, el agua en movimiento en forma de escurrimiento superficial, y la acción del viento y del hielo, transportaron estos subproductos de las rocas meteorizadas a nuevas localizaciones, produciendo sedimentos o depósitos de suelos *transportados*.

A través del tiempo geológico, estos depósitos sedimentarios se endurecieron por consolidación debida al peso de los sedimentos superiores o a la cementación o a ambos, y, finalmente, convertidos en rocas *sedimentarias*. Gran parte de la sedimentación se efectuó en ambientes marinos, así que considerables cantidades de sales de calcio, sodio y magnesio (como carbonatos, sulfatos, cloruros, etc.) estuvieron presentes en forma de precipitados de soluciones, o provenientes de conchas de moluscos, los cuales proporcionaron sedimentos y agentes cementantes. Los levantamientos y otros movimientos de la corteza permitieron bien sedimentación adicional y presiones que facilitaron el endurecimiento y compactación, bien expusieron los sedimentos, con las rocas ígneas y sedimentarias subyacentes, a una nueva meteorización.

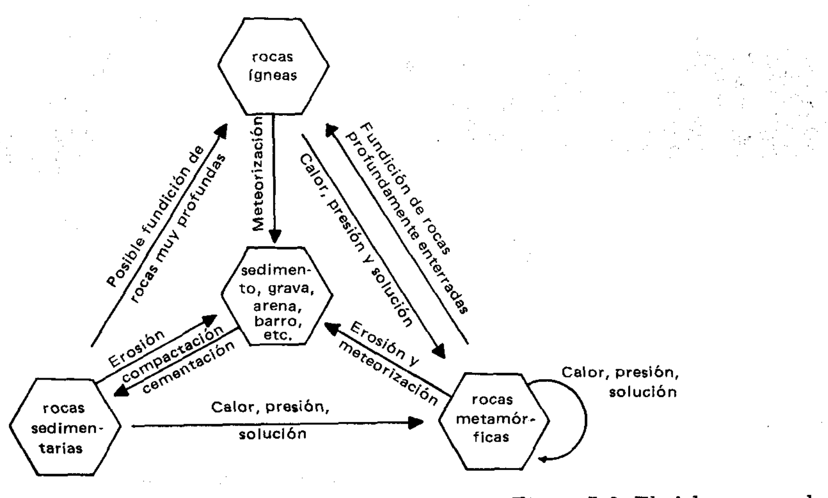


Figura 5-3 El ciclo roca suelo.

Tabla 5-1 Escala del tiempo geológico

Tiempo geológico relativo				
Era	Período	Epoca	Tiempo A.P.*	Tipo de vida
Cenozoica	Cuaternario	Holoceno		Hombre
	Cuaternario / Neogeno	Pleistoceno	2–3	
	Neogeno	Plioceno	12	
	Terciario / Paleogeno	Mioceno	26	
		Oligoceno	37–38	
		Eoceno	53–54	
		Paleoceno	65	
Mesozoica	Cretáceo	Superior Inferior	136	Mastodontes
	Jurásico	Superior Medio Inferior	190–195	Mamíferos
	Triásico	Superior Medio Inferior	225	Dinosaurios
Paleozoica	Pérmico	Superior Inferior	280	
	Carbonífero – Pennsylvoniano	Superior Medio Inferior		Pantanos formadores de Carbón
	Carbonífero – Mississippiano	Superior Inferior	345	
	Devónico	Superior Medio Inferior	395	
	Silúrico	Superior Medio Inferior	430–440	
	Ordovícico	Superior Medio Inferior	500	Peces
	Cámbrico	Superior Medio Inferior	570	
Precámbrica			3600⁺	

*Tiempo estimado antes del presente (A.P.), en millones de años.

Donde los movimientos de la corteza originaron calor e incremento de las presiones por sobrecarga fuese por disipación de energía o por grietas en la corteza que permitieron el escurrimiento de magma fundido, se produjo la metamorfosis de algunas de las rocas sedimentarias (y de algunas ígneas) a rocas *metamórficas*. Movimientos posteriores de la corteza pueden haber expuesto algunas de estas rocas a una renovada meteorización y, en algunos casos, en condiciones geológicas adecuadas, y a suficiente profundidad a ser nuevamente magma fundido para reiniciar el ciclo. La fig. 5-3 ilustra el ciclo roca-suelo, que acabamos de describir.

La corteza terrestre consta aproximadamente de 95 por ciento de rocas ígneas y de sólo 5 por ciento de rocas sedimentarias y metamórficas. Sin embargo, de las rocas expuestas a la meteorización superficial, un 75 por ciento son rocas sedimentarias y de éstas alrededor de 22 por ciento corresponde a calizas y dolomitas. En el orden de área cubierta, las rocas más importantes (listadas según su potencial de problemas geotécnicos) y sus porcentajes son los que se indican a continuación:

1. Lutitas	52 por ciento	4. Granitos	15 por ciento
2. Calizas y dolomitas	7 por ciento	5. Basaltos	3 por ciento
3. Areniscas	15 por ciento	6. Todas las otras rocas	8 por ciento

La evidencia geológica disponible indica que el registro sedimentario es del orden de 5000 a 6000 m de profundidad. Esto significa que se ha desarrollado una meteorización suficiente para depositar una profundidad de sedimentos de este espesor sobre gran parte de la superficie terrestre. Si no se hubieran producido levantamientos y otros movimientos de la corteza, esta profundidad hubiera reducido la superficie de la tierra de tal forma que una capa de agua cubriría enteramente su superficie. Como gran parte de los sedimentos primitivos se convirtieron en rocas sedimentarias desde hace ya mucho tiempo, el material no consolidado es de mucho menor espesor, por lo común, bastante por debajo de los 600 m.

5-5 ROCAS IGNEAS

Las rocas ígneas son las formadas por el enfriamiento del magma fundido. Gran parte del magma actualmente existente se encuentra a considerable profundidad bajo la corteza terrestre, como se ilustra cualitativamente en la fig. 5-1, excepto en áreas volcánicas activas tales como el Parque Nacional de Yellowstone, Wyoming; Hawai, Japón, Chile, Perú y otros países cercanos al Cinturón de Fuego del Pacífico*. Como los ajustes periódicos de tensiones

* "Chile, Perú y otros países cercanos al Cinturón de Fuego del Pacífico" *N. del T.*

producen grietas y fallas en la corteza rocosa, el magma puede encontrar salidas, ya sea en trayectorias parciales sin afloramientos (produciendo manantiales calientes y, bajo ciertas condiciones, geiseres) o bien, en algunos casos, directamente hasta la superficie produciendo volcanes. Los flujos de trayectorias parciales forman en la corteza rocas intrusivas o plutónicas, tal como se ilustra en la fig. 5-4; esta figura presenta los términos geológicos asociados con estos tipos de intrusiones rocosas. La fig. 5-5 ilustra dos casos de erosión posterior que han expuesto estas intrusiones rocosas.

Las rocas ígneas son clasificadas de acuerdo con la textura, la composición, el color y el origen. Algunas rocas ígneas son:

Grano grueso	Grano fino	Rocas de lava o lavas
Granito —color claro	Riolita —color claro	Obsidiana —negra y vidriosa
Diorita —color intermedio	Basalto —color oscuro	Pumicita (Piedra pómez) —clara, espumosa y vidriosa
Gabro —color oscuro		Escoria —rojiza a negra con grandes huecos

La fig. 5-6 ilustra diversas rocas ígneas de ocurrencia más común. El granito tiende a ser la roca ígnea predominante; es bien conocido por su uso en construcción y como piedra para monumentos. Varía desde el blanco grisáceo a rojo mediano; es rico en cuarzo y tiende a estar intermezclado con granos más oscuros de mica y hornblenda. Existe un intervalo amplio en el tamaño de los granos, desde relativamente fino hasta muy grueso, con cristales minerales visibles en la matriz rocosa. Si la roca es de grano muy grueso, también recibe el nombre de pórfido y si los cristales son anormalmente grandes, se denomina la roca como pegmatita. La riolita es esencialmente un granito de estructura de grano fino. La velocidad de enfriamiento del magma determina el tamaño de la estructura cristalina: la gruesa obedece a un enfriamiento lento; la fina, a un enfriamiento rápido.

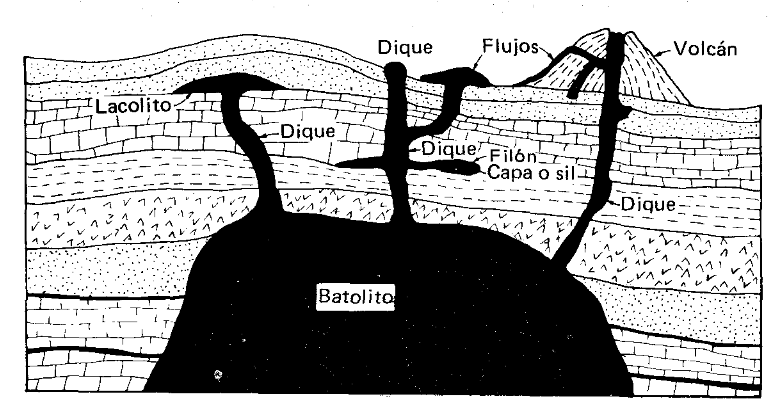
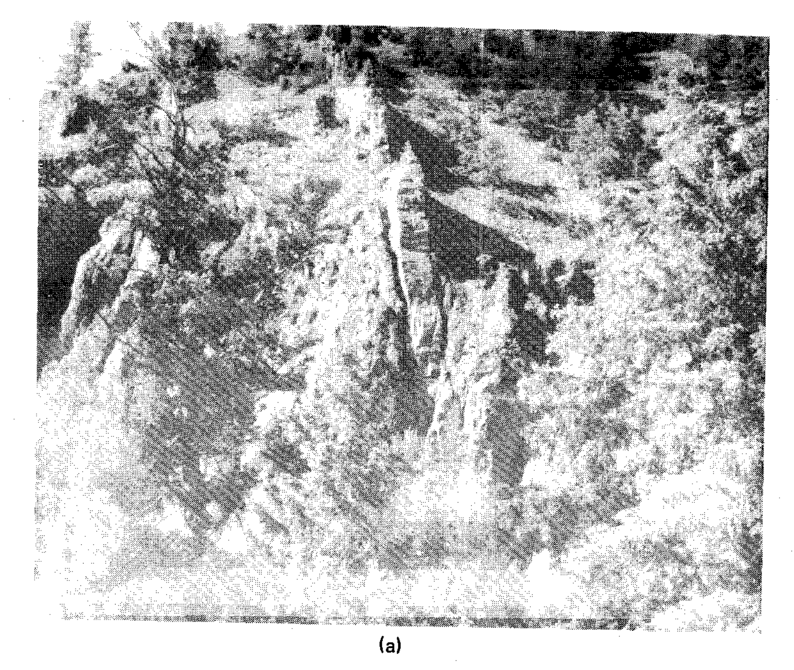
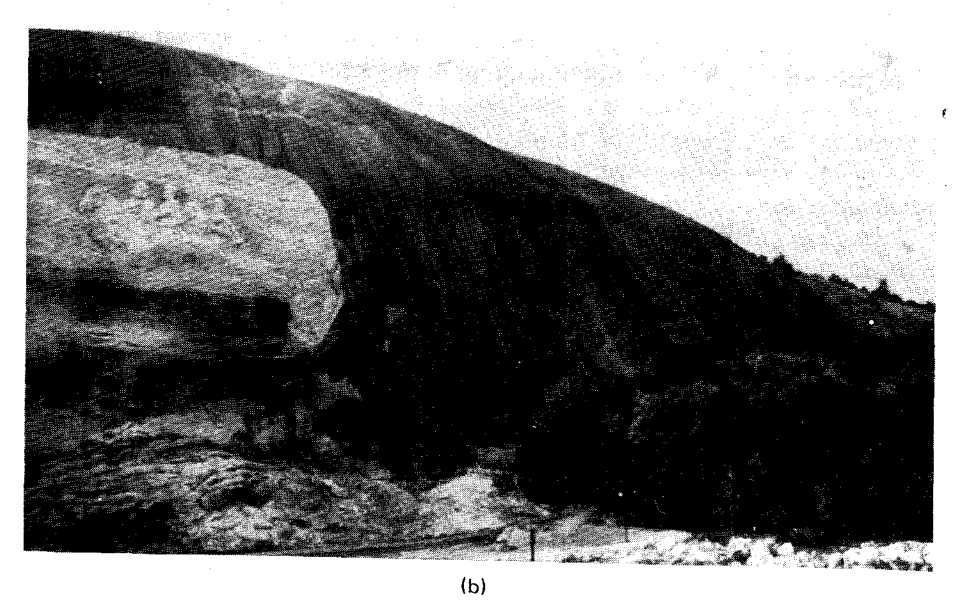


Figura 5-4 Intrusiones y extrusiones de rocas ígneas.



(a)



(b)

Figura 5-5 Intrusiones de roca ígnea que han sido expuestas por la erosión. (*a*) Dique del orden de 15 m de ancho por alrededor de 10 km de longitud. (*b*) Stone Mountain, Ga., gran lacolito de granito (de color claro).

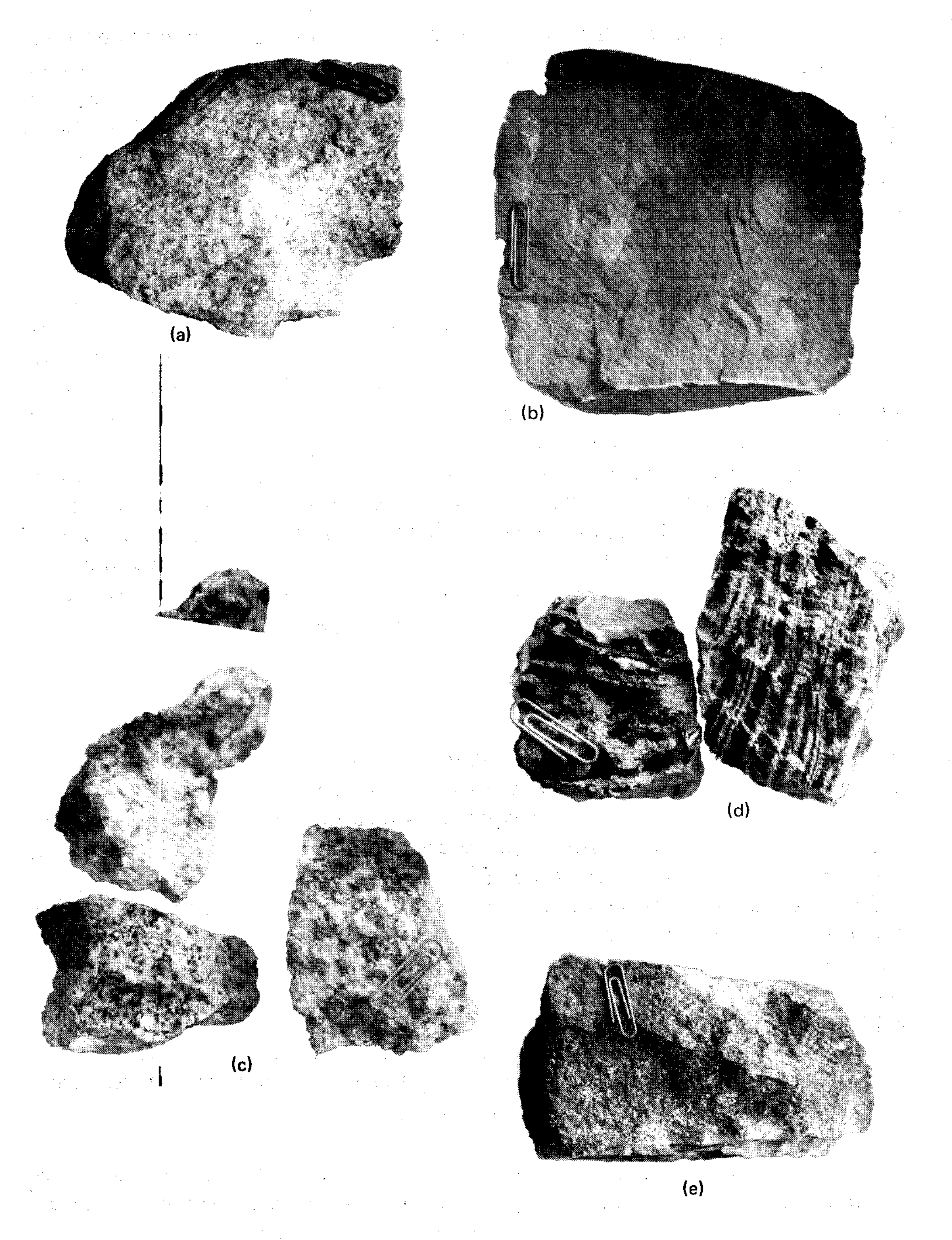


Figura 5-6 Algunas de las rocas ígneas más comunes. La grapa para papel o clip, usado como escala, es de 2.3 cm. (*a*) Granito gris claro de Stone Mountain, Ga.; (*b*) basalto negro de grano fino; (*c*) Granitos (pórfidos) —el superior es rojo, el de la izquierda rosado, el inferior derecho tiene manchas de diversos colores; (*d*) roca con vetas de obsidiana; (*e*) lava. Obsérvense el grano grueso y la estructura porosa.

Las rocas ígneas *extrusivas* se forman cuando la roca fundida se endurece después de alcanzar la superficie. Los extrusivos más comunes se forman durante las erupciones volcánicas, que, además de la lava líquida, expelen partículas sólidas de ceniza volcánica y fragmentos de roca denominados *bombas*. La estructura cristalina de las rocas extrusivas tiende a ser de grano fino debido al enfriamiento rápido. Algunas rocas volcánicas pueden ser bastante porosas (pumicita y escoria) porque se solidificaron cuando el vapor y otros gases aún estaban en ebullición. La fig. 5-6 también presenta ejemplos de varias rocas ígneas extrusivas.

El basalto, un agregado mineral de grano fino y de color oscuro, a menudo llamado *trap rock* en inglés, es una de las rocas extrusivas más abundantes. Los basaltos son ricos en minerales ferromagnesianos y sus colores típicos pueden ser gris oscuro, verde oscuro, café o negro. Constituyen una roca de grano fino, muy dura, que cuando es triturada resulta ser material excelente para la construcción de caminos.

La obsidiana es una roca lustrosa, de grano extremadamente fino (no hay realmente una estructura granular visible), negra vidriosa o café rojiza, formada por el enfriamiento rápido de la lava fundida. La pumicita (piedra pómez) es una roca porosa, de color claro, con una masa específica tan baja que puede flotar en el agua. Es básicamente vidrio y se forma mientras la lava espumosa es expelida al aire durante una erupción volcánica.

5-6 ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas expuestas en la superficie de la tierra son especialmente vulnerables a los agentes de la meteorización; ésta reduce la masa de roca a partículas fragmentadas que pueden ser transportadas más fácilmente por el viento, el agual y el hielo. Cuando son depositadas por los agentes transportadores, reciben el nombre de *sedimentos*. Típicamente, los sedimentos son depositados en capas o camas denominadas *estratos*; cuando éstos son compactados y cementados (un proceso llamado *litificación*), forman las rocas sedimentarias. Estas rocas, de las cuales las más comunes son la lutita, la arenisca y la caliza, componen alrededor del 75 por ciento de las rocas expuestas en la superficie de la tierra.

Por lo común, las rocas sedimentarias se subdividen en *clásticas* y *químicas*. Las rocas clásticas son formadas por granos o partículas rocosas de diversos tamaños. Las rocas clásticas típicas incluyen:

Lutita. Esta es la más abundante de las rocas sedimentarias. Está formada por limos y arcillas que han sido endurecidos hasta convertirse en roca; la presión fue el principal agente endurecedor. Las lutitas pueden ser *arenosas*, con altos contenidos de arena; *arcillosas*, con altas proporciones de arcilla; *carbonáceas*, con cantidades elevadas de materia orgánica o *calcáreas*, con altos contenidos de cal, como la de conchas. La lutita calcárea se usa en la fabricación del cemento portland y la lutita carbo-

nácea puede producir petróleo o carbón. La lutita se conoce también como arcillolita o limolita, según sean los constituyentes primarios.

Arenisca. Esta roca está compuesta esencialmente por granos de arena (cuarzo) cementados por presión. La arenisca también puede contener granos de calcita, yeso, feldespato o compuestos de hierro. La arenisca es usada como abrasivo, como piedra de construcción y, cuando está compuesta principalmente por cuarzo, para la fabricación de vidrio. Una arenisca ampliamente usada es la de San Pedro, que se encuentra desde Minnesota a Wisconsin y que subyace en gran parte del Estado de Illinois. Esta arenisca varía desde unos pocos m a más de 200 m de espesor, pero comúnmente tiene de 30 a 60 m; se encuentra en abundancia a profundidades de 50 a 100 m por debajo de la superficie. Se ha estimado que corresponde a un depósito de arenas marinas formado durante el período Ordovícico, hace alrededor de 400 millones de años, cuando gran parte del área central de Estados Unidos de Norteamérica estaba, o estaba siendo, cubierta por un mar. Los afloramientos aparecen en Ottawa, Illinois, a lo largo del río Illinois y en varias otras localidades del Estado. Esta arenisca es un gran acuífero subterráneo. Tiene considerable valor comercial, ya que es casi cuarzo puro y los afloramientos están extensamente explotados. Es muy porosa y débilmente cementada y a menudo puede ser triturada con la mano. Se explota en las canteras usando explosivos y lavado hidráulico para separar los granos y remover las pocas impurezas que la revisten, como el óxido de hierro. La "Arena de Ottawa" estándar es ampliamente usada en los laboratorios de ensayos de ingeniería civil. También se utiliza en grandes cantidades para la fabricación de vidrio y en moldes para fundiciones metálicas. La fig. 5-7 muestra un afloramiento de la arenisca de San Pedro cerca de Ottawa, Illinois. La fig. 2-8 muestra granos de la arena de Ottawa comparados con otras arenas y puede apreciarse que la arena es particularmente bien redondeada; el color claro indica la presencia de cuarzo casi puro.

Conglomerado. Esta es una roca compuesta por guijarros entremezclados con arena. Si los granos son angulares, la roca se denomina *brecha*; si está formada por depósitos glaciales, *tilita.*

Las rocas químicas sedimentarias incluyen:

Caliza. Este es un sedimento químico compuesto primariamente por calcita (carbonato de calcio, $CaCO_3$). Existen varios tipos de caliza según su composición y apariencia física, tales como conchas, fósiles, arena, etc. La caliza reacciona rápidamente con el ácido clorhídrico diluido (digamos, 0.1 *N*). Puede emplearse la reacción al ácido como un ensayo principal de identificación de la caliza; ésta puede contener precipitados de sílice o nódulos de pedernal (color oscuro) o de horsteno (color claro).

Dolomita. Esta es una caliza en la que parte de la calcita ha sido reemplazada por magnesio [$CaMg(CO_3)_2$]. La dolomita es muy parecida a la caliza y, debido a esta similitud, la única determinación confiable, aun para el



Figura 5-7 Afloramiento de la arenisca de San Pedro (arena de Ottawa) cerca de Ottawa, Ill. Obsérvese la extrema meteorización que se ha producido. El color casi blanco se debe a que la arena es de cuarzo casi puro (sílice).

más experimentado especialista en geología, es el ensayo de reacción al ácido, ya que para la dolomita la reacción con el ácido clorhídrico diluido va de lenta a ninguna. Tanto la caliza como la dolomita tienden a tener la misma estructura granular y color; los colores varían de blanco a gris muy oscuro, incluyendo verdes, amarillos, etc., dependiendo de las impurezas minerales.

Evaporitas. Estas son rocas sedimentarias producidas por minerales precipitados del agua de mar. Incluyen yeso ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), anhidrita ($CaSO_4$) y la sal de roca ($NaCl$ y $CaCl_2$). La caliza travertina es un precipitado de calcita porosa en agua fresca.

Las rocas sedimentarias bioquímicas u orgánicas incluyen:

Coquina. Esta es una caliza que contiene conchas y fragmentos de conchas (es también llamada caliza fósil)

Caliza de arrecife. Esta es una caliza que contiene fragmentos de coral

Tiza. Esta es una caliza compuesta de conchas calcáreas de microrganismos

Coral. Esta es una caliza marina formada a partir de los esqueletos de animales marinos invertebrados

Carbón. La planta carbonizada permanece; incluye varias etapas:

1. Turba: materia orgánica en descomposición y semicompacta

2. Lignito: segunda etapa, más compacta, puede ser llamada carbón café
3. Hulla (carbón blando)
4. Antracita (carbón duro y etapa final)

Por lo común, las rocas sedimentarias se caracterizan por encontrarse estratificadas, tal como lo muestra la fig. 5-8. La textura típica de varias muestras de roca se ilustra en la fig. 5-9.

Las marcas de fluctuaciones, que indican sedimentación bajo agua o de depósitos eólicos, a menudo se encuentran en rocas sedimentarias; también, se hallan en las grietas de lodo, que ocurren cuando el fango se seca y se contrae. Si las grietas se llenan con sedimentos durante una lluvia repentina y antes de que el lodo absorba agua y se expanda de nuevo cerrando la grieta, los sedimentos de esas grietas posteriormente formarán inclusiones que ayudan a identificar la roca. Muchas de las rocas sedimentarias poseen colores brillantes, como en el caso del Gran Cañón, el Desierto Pintado y el Parque de Yellowstone. El color es producido por la meteorización de la hematita, la limonita y de los compuestos de manganeso contenidos en las rocas. Algunas rocas sedimentarias contienen fósiles que son usados por los especialistas en geología para fechar la roca, i.e., como en épocas pasadas existieron ciertos tipos de vida de seres cubiertos de conchas, una roca que contiene un determinado tipo de concha sólo pudo haber sedimentado durante el período de existencia de aquella concha en particular.

5-7 ROCAS METAMORFICAS

El metamorfismo a través de altas temperaturas y presiones, que actúa ya sea en rocas sedimentarias o —menos corrientemente— en rocas ígneas que han estado profundamente ubicadas en la tierra, produce rocas metamórficas. Durante el proceso de metamorfismo, la roca original experimenta tanto alteraciones químicas como físicas que cambian la textura y la composición mineral y química.

La redisposición de los minerales durante el metamorfismo da por resultado dos texturas rocosas básicas: *foliada* y *no foliada*. La foliación consiste en que los minerales de la roca se vuelven aplanados o anchos y dispuestos en bandas paralelas o capas. Las rocas típicas foliadas incluyen:

Pizarra. Es una lutita metamórfica, caracterizada por una textura muy fina, dividida en losas delgadas; sus colores típicos son gris, negro, rojo y verde. La pizarra se usa para cubiertas de techo, pizarrones, aceras y mesas de juego.

Esquisto. El esquisto es una roca de grano medio a grueso que contiene una cantidad considerable de mica. Aunque por lo común los esquistos se forman a partir de la lutita, también pueden formarse de roca ígnea. Los *esquistos micáceos* son rocas con mica como mineral predominante; el

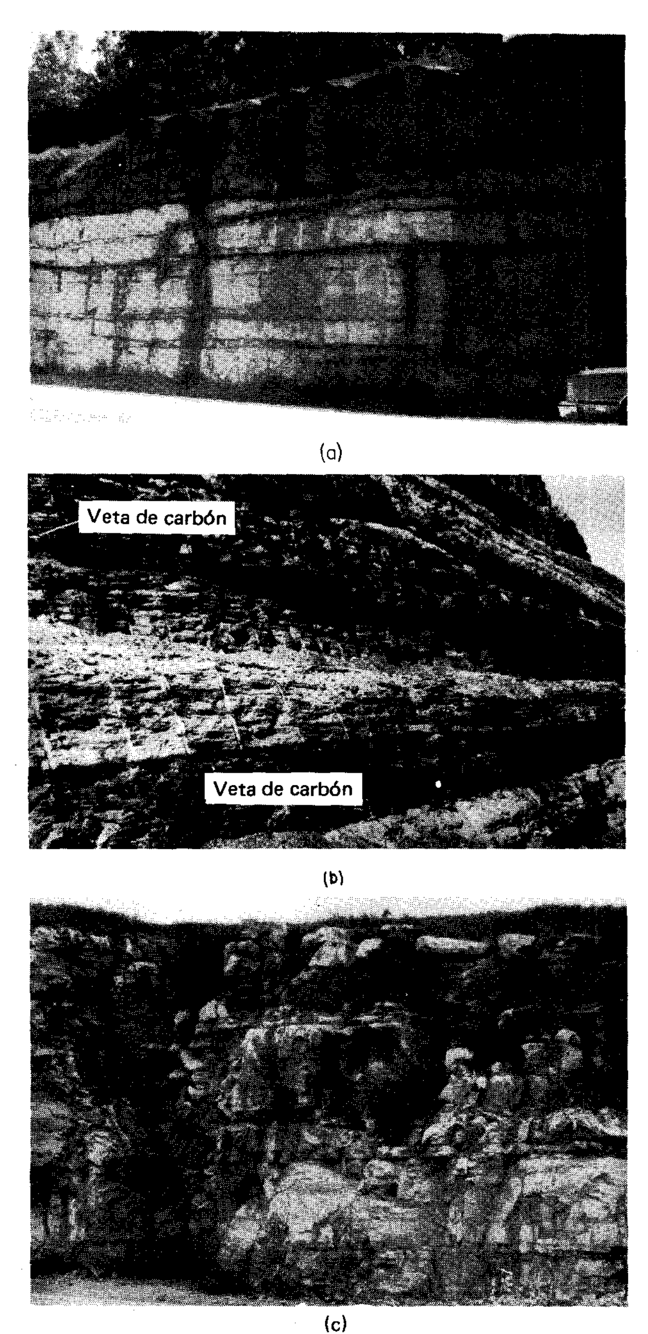


Figura 5-8 Estratificación representativa de rocas sedimentarias. (Refiérase también a las figs. 6-15 y 6-16). (*a*) Caliza estratificada. Obsérvese que las capas superiores son gris oscuro y las inferiores gris claro. Las manchas son filtraciones de manantiales con óxidos de hierro producidos en tiempo húmedo. (*b*) Lutita estratificada, caliza y carbón. El martillo del geólogo se apoya en una veta de carbón de 40 cm aproximadamente de espesor. Las salientes de alrededor de 1.5 m sobre la veta inferior de carbón y las que están por encima de la veta superior son capas de caliza. El material restante es lutita. (*c*) Caliza estratificada, bastante meteorizada después de menos de 10 años.

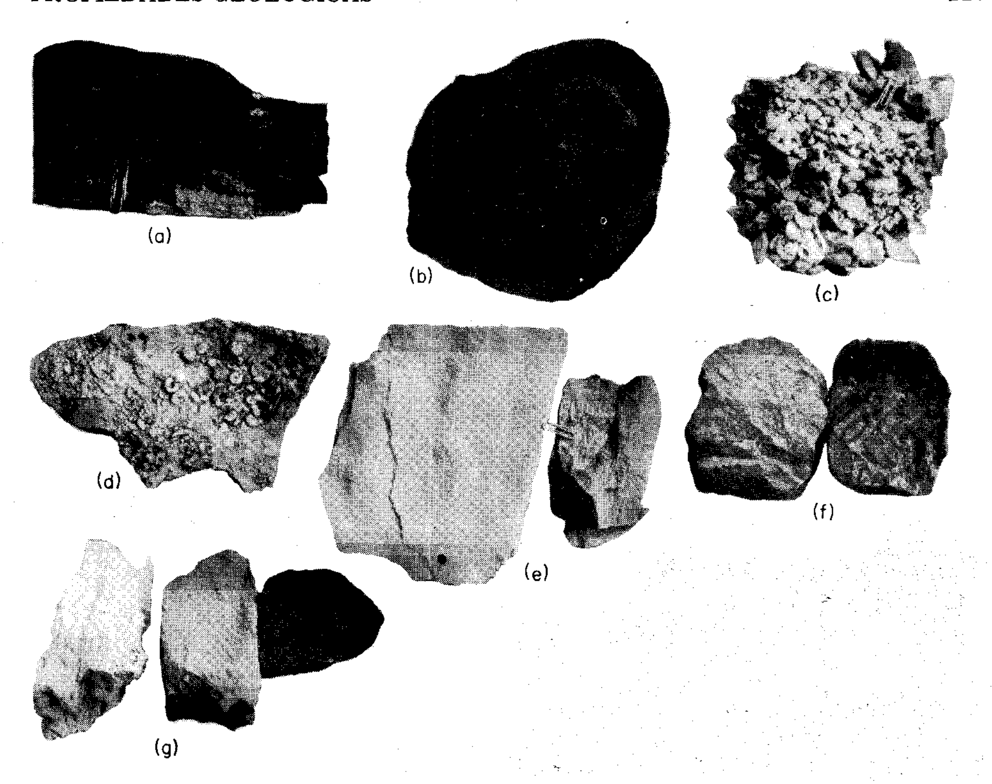


Figura 5-9 Algunas de las rocas sedimentarias más comunes. El tamaño del gancho para papel es de 2.3 cm. (*a*) Arenisca laminar café rojizo; (*b*) muestra de la arenisca de San Pedro con manchas de óxido de hierro; (*c*) conglomerado de cerca de Peoria, Ill.; (*d*) Caliza fósil (contiene conchas fósiles); (*e*) Lutitas, la de la izquierda es arcillosa, la de la derecha, arenosa; (*f*) conglomerado de caliza; (*g*) calizas; la de la derecha es gris muy oscura, la del medio, gris clara, y la de la izquierda, caliza travertina —obsérvese la extrema porosidad.

esquisto clorítico tiene el mineral clorita, etc. Las figs. 5-10*d* y 5-16*d* ilustran los esquistos micáceos.

Gneis. El gneis es una roca altamente metamorfoseada (generalmente del granito) de grano grueso y estratificada. La roca se caracteriza por capas alternadas de minerales más oscuros, tales como clorita, biotita, mica y grafito. Las láminas, o estratos, están típicamente plegadas y onduladas y pueden parecer esquistos, pero la fisura es muy difícil mientras que, en los esquistos, la separación entre capas a veces puede ser efectuada con la hoja de un cuchillo.

Las rocas metamórficas no foliadas incluyen:

Cuarcita. Esta es una arenisca cuarzosa metamorfoseada. Es una de las rocas más resistentes. Cuando está formada de puro cuarzo, la roca es blanca; las impurezas pueden dar tintes rojo, amarillo o café.

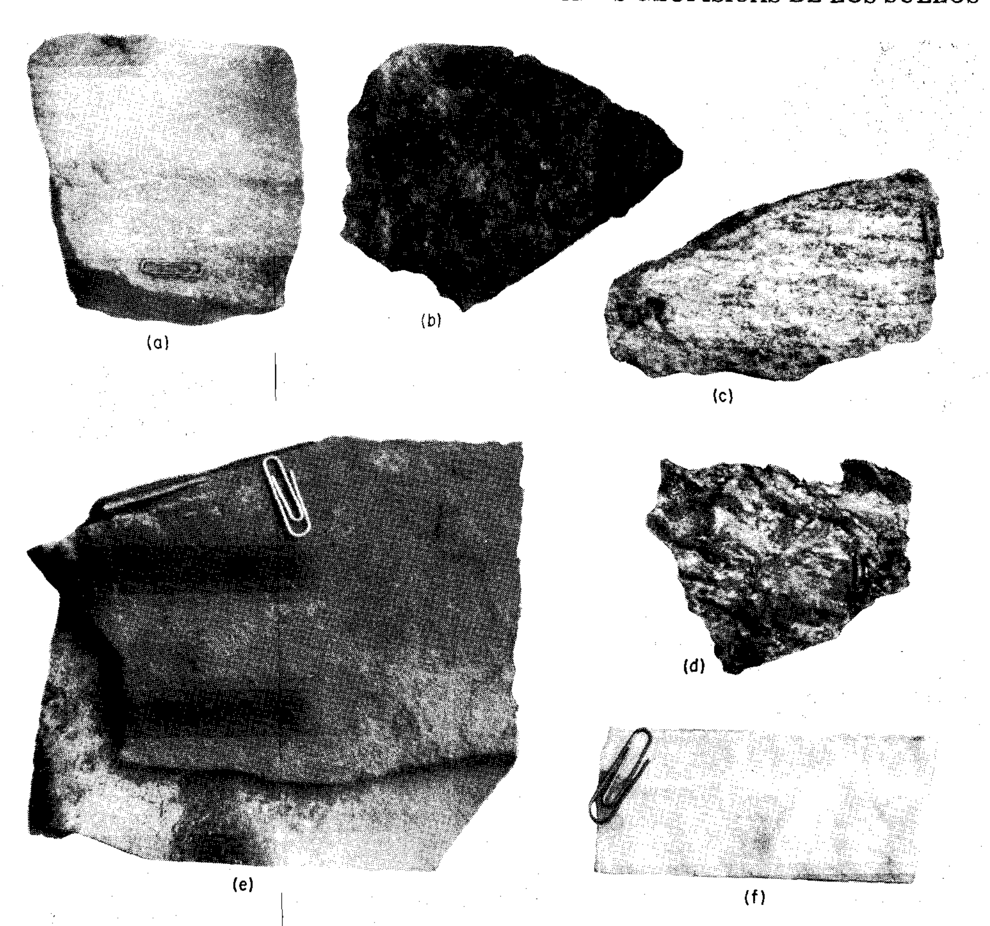


Figura 5-10 Varias rocas metamórficas comunes. La escala del gancho de papel es de 2.3 cm. (*a*) Cuarcita rosada con desgaste superficial suave; (*b*) cuarcita amarilla recientemente fracturada; (*c*) gneis; (*d*) esquisto micáceo verde oscuro; (*e*) pizarra; obsérvense las dos piezas delgadas en el borde superior izquierdo; (*f*) mármol blanco; obsérvese la textura de grano fino.

Mármol. El mármol es una caliza o dolomita metamorfoseada. El mármol puede ser blanco cuando es puro, pero las impurezas le dan una amplia gama de colores y de tintes. Comúnmente el mármol se emplea como piedra para construcciones y monumentos.

Antracita. Esta es un carbón blando o bituminoso metamorfoseado.

La fig. 5-10 ilustra las características físicas típicas de varias de las rocas metamórficas más comunes.

5-8 MOVIMIENTOS DE LA CORTEZA

La corteza terrestre ha experimentado un cambio estructural considerable

durante los períodos pasados de la historia de la tierra. La evidencia geológica indica que grandes áreas de tierra de todos los continentes han sido cubiertas periódicamente por mares poco profundos. La evidencia ha sido obtenida del estudio de los fósiles encontrados en sedimentos y en rocas expuestas. La fig. 5-11 ilustra el contorno aproximado del área actual del continente norteamericano, que fue cubierta por el mar en alguna época entre los períodos Cámbrico a cerca del Plioceno (570 a 12 millones de años antes del presente).

La evidencia geológica indica que las Montañas Apalaches fueron formadas y reformadas durante el Paleozoico y hasta aproximadamente la era Cenozoica (225 a cerca de 63 millones de años antes del presente). Se ha desarrollado una erosión considerable, los levantamientos subsiguientes formaron la planicie del Piedmont y los sedimentos que cubrían la llanura costera se movieron hacia el Este, por debajo del Océano Atlántico, alejándose de la plataforma continental. Las Montañas Rocosas son de un origen algo posterior (se cree que del Mesozoico superior o del Cenozoico inferior). Existen grandes masas montañosas en todos los continentes. La fig. 5-12 es un bosquejo superficial aproximado de los Estados Unidos que ilustra las ubicaciones de varios de los movimientos de la corteza, señalando las actuales montañas.

Los movimientos de la corteza producen deformidades estructurales llamadas pliegues o plegamientos, fallas y fracturas o diaclasas, tal como se identifican en las figs. 5-13 y 5-14. Un *sinclinal* dobla las capas de roca en una forma cóncava hacia arriba; el *anticlinal* es convexo hacia arriba. Un *geosinclinal* es una depresión, a menudo adyacente a una montaña, que se llena con sedimentos y escombros volcánicos y que, posteriormente, puede ser levantada para formar una montaña. Un *monoclinal* es un pliegue simple; debe notarse que tanto los anticlinales como los sinclinales pueden estar

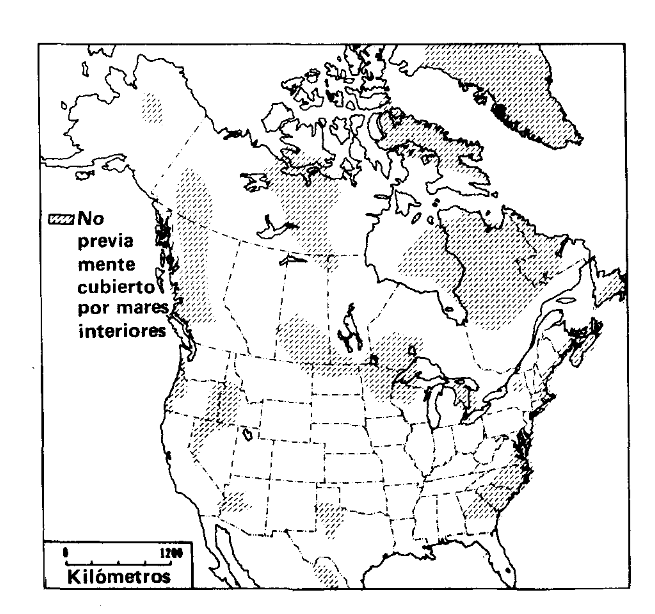


Figura 5-11 Mapa de Norte América, que muestra zonas aproximadas no cubiertas por el mar en alguna época del pasado geológico. Las zonas que alguna vez fueron cubiertas por mares y que ahora están levantadas se caracterizan por rocas sedimentarias, particularmente calizas, areniscas y grandes cantidades de lutita.

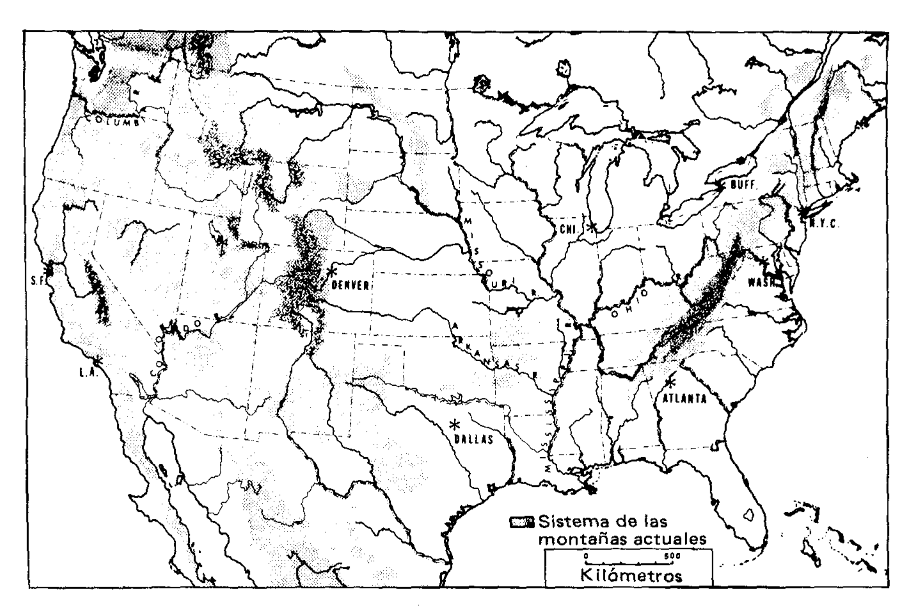
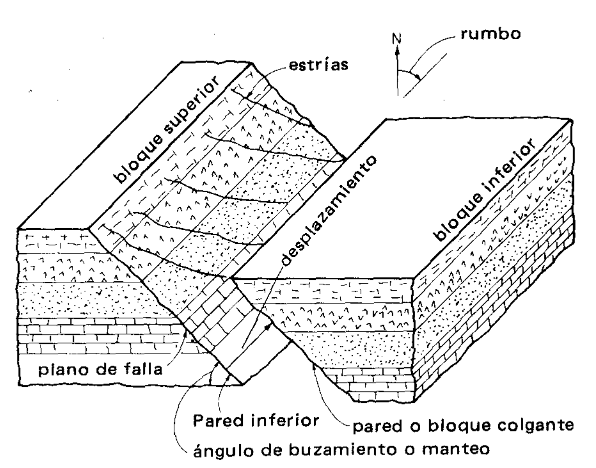


Figura 5-12 Bosquejo de las cadenas montañosas actuales en los Estados Unidos. En áreas montañosas es muy probable encontrar afloramientos de rocas ígneas. Estas áreas también se caracterizan por fallas y fracturas de la roca.



El bloque superior parece haberse movido hacia arriba.
El bloque inferior parece haberse movido hacia abajo.
Si la pared colgante está en el lado del bloque superior tenemos una falla invertida o inversa.
Si la pared colgante es como la que se indica, tenemos una falla normal.

Figura 5-13 Elementos de una falla. Sólo una falla fresca tendría la apariencia de la que ilustra la fig. Las fallas viejas tendrán erosión a través de la zona y sólo mostrarían una diferencia de elevación muy pequeña (si es que existiera alguna).

adyacentes dependiendo de la magnitud del plegamiento. La fig. 5-15 ilustra observaciones de terreno de plegamientos de estratos pequeños y grandes.

Los términos usados para orientar la geometría de capas de roca inclinadas y plegadas incluyen al *rumbo*, el ángulo del eje de la capa con el norte

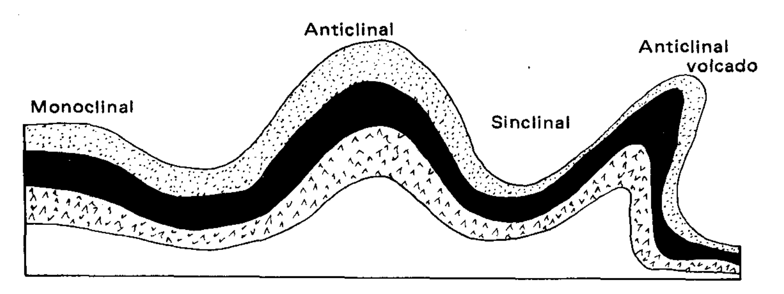
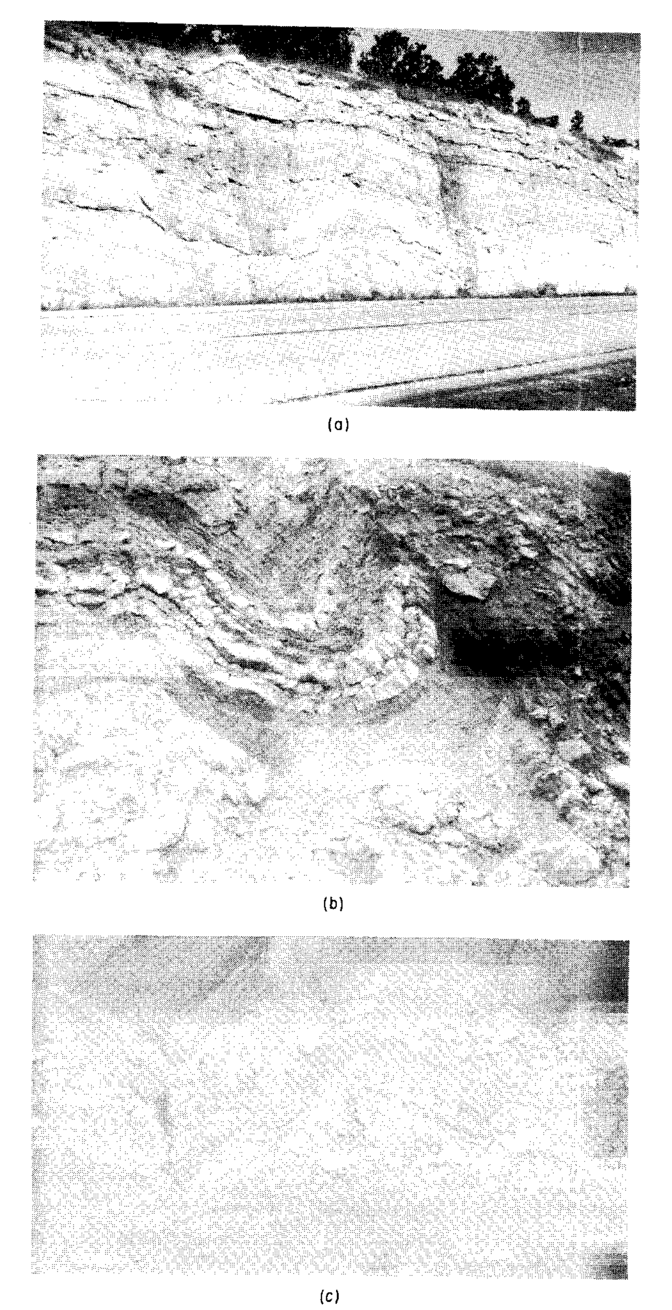


Figura 5-14 Pliegues de la corteza y algunos de los términos usados para describir tales configuraciones.

magnético y *buzamiento* o *manteo*, el ángulo del eje de la capa con el plano horizontal medido en ángulo recto a la dirección del rumbo. Ambos términos se ilustran en la fig. 5-13.

Cuando las tensiones que se dan dentro de la corteza rocosa exceden la resistencia última de la roca, se producen fracturas. Si se produce sólo un desplazamiento muy pequeño a lo largo de la zona de fractura, se denomina *diaclasa.* Las *fallas normales* ocurren cuando los movimientos se han desarrollado en la dirección vertical a lo largo de la fractura, como se indica en la fig. 5-13, con una pared colgante sobre la fractura y por encima del bloque superior. Los *desplazamientos horizontales* ocurren cuando los movimientos de la falla son laterales. Muchas fallas son fallas con desplazamiento, en las que ocurren movimientos tanto verticales como laterales. En Africa Oriental hay una falla con desplazamiento con una zona de fractura de alrededor de 6000 km de longitud. Las Montañas Beartooth de Montana y Wyoming parcialmente obedecen a un bloque de 64 por 128 km perteneciente a una falla levantada verticalmente cerca de 1000 m. El término *escarpe* se utiliza para describir el borde del "acantilado" formado por la diferencia abrupta en elevación en este tipo de falla. La falla de San Andrés en California, que empieza cerca de Salton Sea próxima a la frontera mexicana y que se desarrolla a lo largo de la costa hacia el noroeste por cerca de 960 km hasta Point Arena en el norte de California, donde parece que entra al Océano Pacífico, es una falla con dezplazamiento horizontal, ya que el movimiento relativo, básicamente es paralelo a la zona de fractura (y superficie del terreno). La zona de roca agrietada y fracturada se extiende varios kilómetros a cada lado de esta falla. Diversas opiniones señalan desplazamientos relativos de la falla de San Andrés desde 10 hasta 540 km lateralmente. Parece que durante el terremoto de 1906, se produjo un movimiento relativo lateral máximo de 7 m, con algunos desplazamientos de tierra a lo largo de 400 km, aproximadamente, en la línea de falla. Las fallas de este tipo se dan en todo el mundo, incluyendo la falla de Great Glenn de Escocia, la falla Alpina en Nueva Zelandia y la del Rift del Mar Muerto. Se cree que un movimiento de la falla Cayman Trough, al sur de Cuba en el Mar Caribe y que corre este-oeste aproximadamente por casi 2000 km hacia Guatemala, fue la causa del gran terremoto de Guatemala, el 4 de febrero de 1976, que mató a más de 20.000 personas, hirió a unas 77.000 y dejó más de 1 millón sin hogar.



(a)

(b)

(c)

Figura 5-15 Ejemplos de plegamientos de estratos. (*a*) Pliegue de caliza cerca de los montes Ozark en Missouri; (*b*) Pliegue de caliza y lutita en Montana; (*c*) plegamiento a gran escala en las Big Horn Mountains.

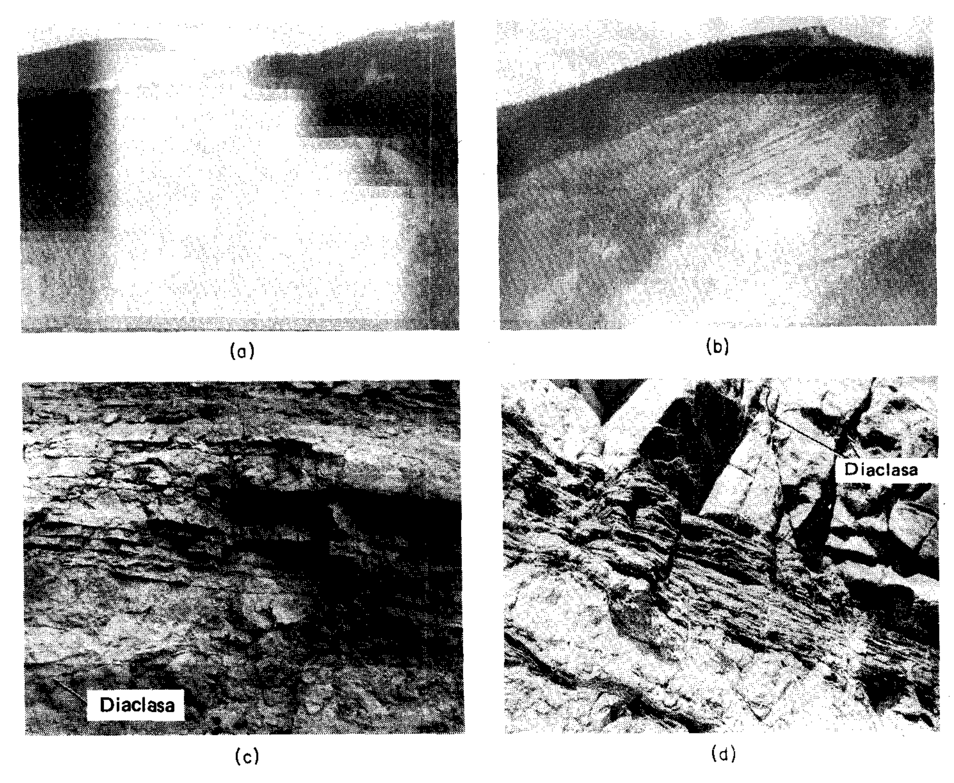


Figura 5-16 Discontinuidades terrestres. (*a*) y (*b*) Grandes fallas en Montana y Wyoming. Obsérvese en particular en (*a*) la pronunciada línea de escarpe. (*c*) Una diaclasa en una formación de caliza; (*d*) Diaclasas o fracturas a través de un esquisto micáceo (banda oscura) subyacente a una formación de granito en las Black Hills de Dakota del Sur.

Las fallas menos conocidas pueden ser las más problemáticas para los ingenieros geotécnicos, ya que las grandes fallas son comúnmente más conocidas y, por lo general, hay mayor evidencia superficial de su existencia. Las fallas menores están extremadamente repartidas; por ejemplo, tanto en el norte como en el sur de Illinois, Missouri suroriental, Tennessee, Pennsylvania, norte de Georgia y otras localidades en los Estados Unidos hay zonas de fallas de tamaño pequeño a mediano. Si el movimiento relativo es pequeño o si tuvo lugar en un pasado remoto, de tal manera que la erosión ha removido cualquier evidencia superficial posible o ambos casos, la única manera de detectar una falla de esta clase es mediante un estudio cuidadoso de sondeos *llevados hasta la roca basal*. En cualquier caso, una falla es una debilidad estructural existente que aumenta la probabilidad de movimientos de la corteza en estas zonas, a medida que las tensiones en ella aumentan en un período de tiempo. Los sismos se producen cuando las tensiones llegan a ser muy grandes y ocurren movimientos súbitos de masas de roca. La fig. 5-16 ilustra dos grandes fallas locales en las Montañas Beartooth y dos casos de fracturas o diaclasas localizadas.

Desde el punto de vista geológico, las zonas de falla son también una bendición ya que a lo largo de la línea de falla, se encuentran como precipitados muchos depósitos valiosos de minerales.

5-9 METEORIZACION DE LA ROCA Y FORMACION DEL SUELO

La meteorización de las rocas es uno de los más importantes procesos geológicos, porque provee el material del cual se forman las rocas sedimentarias y produce el suelo, sin el cual la vida animal y la vegetal serían imposibles en la Tierra. Los fragmentos de roca producidos por la meteorización son removidos por la *erosión.* La meteorización puede ser mecánica (o física) o química.

A Meteorización mecánica

La meteorización mecánica se produce cuando la roca es reducida a fragmentos más pequeños sin que se produzca ningún cambio químico. La meteorización de la roca depende en alto grado del tipo de roca y del tiempo. Puede ser causada por alguno o por todos los factores siguientes, que actúan por períodos significativos.

Efectos climáticos (incluyendo tanto temperatura como lluvia) Estos son probablemente los factores principales asociados con la desintegración de la roca. Las fluctuaciones diarias de temperatura pueden ser no demasiado importantes, pero los ciclos hielo-deshielo sobre un lapso largo causan fatiga de la roca, aun en climas más suaves. Las temperaturas severas que producen congelamiento local de corta duración pueden producir efectos importantes, ya que el agua de los poros de la roca aumentará en volumen, aproximadamente 9 por ciento a 0°C, y ejercerá enormes presiones. Mientras que la presión de congelamiento tenderá a expulsar el hielo de los poros y a reducir las presiones de expansión, los efectos locales serán mayores cuando la temperatura descienda considerablemente por debajo de 0°. Las temperaturas diferenciales, no necesariamente por debajo del punto de congelamiento, unidas al hecho de que los minerales constituyentes tienen diferentes coeficientes térmicos, pueden tener un efecto fatigante y fragmentar la roca. De hecho, algunos autores creen que los efectos de temperatura constituyen uno de los agentes mecánicos de mayor significación en el proceso de meteorización.

Exfoliación La esfoliación es el astillamiento o desprendimiento en forma de escamas de la superficie exterior de las rocas expuestas. Las rocas que subyacen a gruesos estratos de suelo están sometidas a grandes fuerzas de compresión. Los ajustes de tensión superficial que acompañan los levantamientos locales, junto con la erosión ocasionada por el escurrimiento de aguas superficiales que reducen las tensiones de la sobrecarga, hacen que la superficie exterior de la roca se separe (o desgaje) de la roca madre. Nuevamente, las

diferentes respuestas a la tensión de los minerales constituyentes de la roca pueden acelerar el proceso anterior. La exfoliación también puede ser causada por cambios de temperatura relativamente súbitos, en especial en rocas ígneas.

Erosión por viento y lluvia Este es un factor muy importante dependiente de la topografía y es también un proceso continuado. El agua que escurre llevando pequeñas partículas de roca en suspensión puede erosionar o desgastar la roca más sólida a través de períodos geológicos. Esto tiene especial significación en áreas de topografía escabrosa, en las que pueden producirse altas velocidades de escorrentía, como en zonas montañosas. Esto se comprueba observando que las piedras encontradas en los lechos de ríos tienden a ser de subangulares a altamente redondeadas. Casos extremos de erosión son el Gran Cañón del Río Colorado en Utah, Arizona, Nevada y Nuevo México y el Cheddar Gorge del Río Avon en el sur de Inglaterra. Algunos modelos de erosión menor incluyen las Cataratas del Niágara, en donde el río Niágara corre sobre una capa de caliza del Niágara, relativamente dura pero que tiene por debajo esquistos y caliza blanda de Clinton, que se ha erosionado para formar las cataratas situadas entre los Estados Unidos y Canadá. Se encuentran grandes cañones o angosturas, aun en pequeños ríos, en el oeste de Estados Unidos, Canadá, Australia, Africa y en cualquiera otra parte que experimente los efectos erosivos del agua que actúa por períodos geológicos.

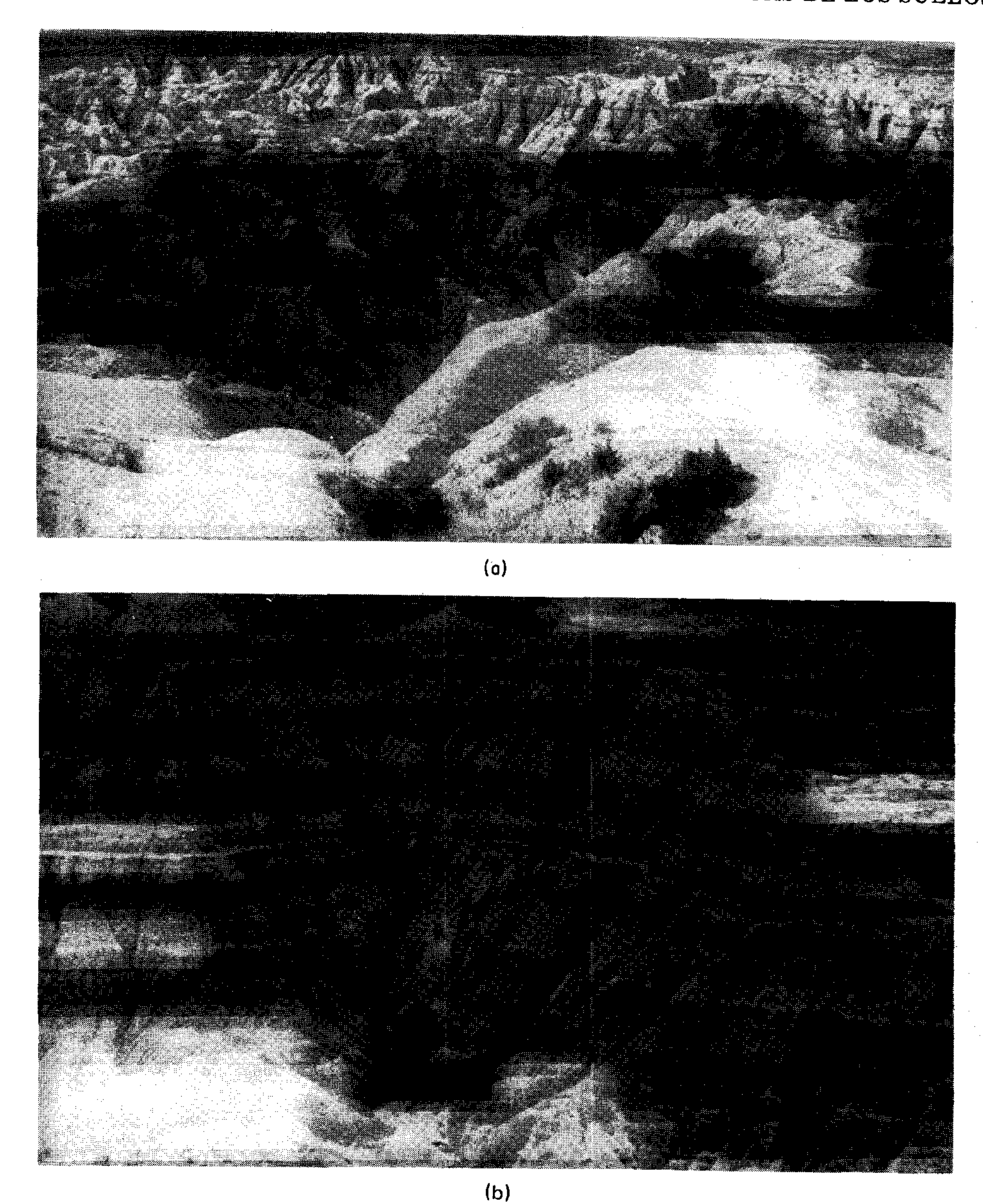
La fig. 5-17*a* y *b* ilustra que la erosión no está limitada a las rocas, que puede abarcar grandes áreas y que una erosión muy fuerte puede hacer inhabitable una zona.

Abrasión Estrictamente hablando, la abrasión es el desgaste producido cuando dos materiales duros en contacto entre sí experimentan un movimiento relativo; éste puede ser producido por uno de los materiales suspendido en agua, como, por ejemplo, la arena, pero en el contexto de este libro el término se empleará para describir el empuje de grandes cantidades de suelo o hielo bajo presión en la roca subyacente a glaciares, que muele o desgasta los materiales de tamaños menores.

Actividad orgánica Las fuerzas de expansión ejercidas por plantas en crecimiento y por raíces en los huecos y hendiduras de la roca pueden separar fragmentos. Animales, tales como insectos y gusanos, que cavan sus viviendas en el interior del terreno pueden llevar fragmentos de roca a la superficie o, de otras maneras, exponer los fragmentos a una meteorización adicional.

B Meteorización quimica

La meteorización química comprende la alteración de los minerales de la roca a nuevos compuestos. Puede incluir los siguientes procesos.



(a)

(b)

Figura 5-17 Sedimentación y erosión. (*a*) Erosión severa de depósitos formados por sedimentación hace unos 25 a 35 millones de años en los "Badlands" de Dakota del Sur. Los depósitos consisten en arenas, gravas, fósiles, polvo volcánico, material de loess, así como también limos y arcillas. (*b*) Vista cercana de una de las caras de la erosión de (*a*), que muestra sedimentaciones típicas. La franja más oscura cerca del extremo superior es polvo volcánico. Se cree que la capa delgada negra es contaminación de carbón debida a un incendio en la pradera. Los depósitos han permanecido un tiempo tan extenso, que muchas de las depositaciones inferiores se han litificado en lutita. La capa delgada blanca es caliza. Este depósito se extiende por cerca de 150 m sobre el nivel del piso.

Oxidación Puede desarrollarse una reacción química cuando las rocas están en contacto con el agua de lluvia. Este fenómeno es inmediatamente perceptible, en rocas que contienen hierro, como manchas de color café o rojo, en la superficie meteorizada. La oxidación ha producido las manchas en las superficies de las rocas de las figs. 5-8*a* y 5-15*a* y los colores claros (franjas) ilustrados en la fig. 5-17. Las reacciones pueden producir óxidos hidratados de hierro, carbonatos y sulfatos. Si de estas reacciones resulta un aumento de volumen, habrá una subsecuente desintegración de la roca.

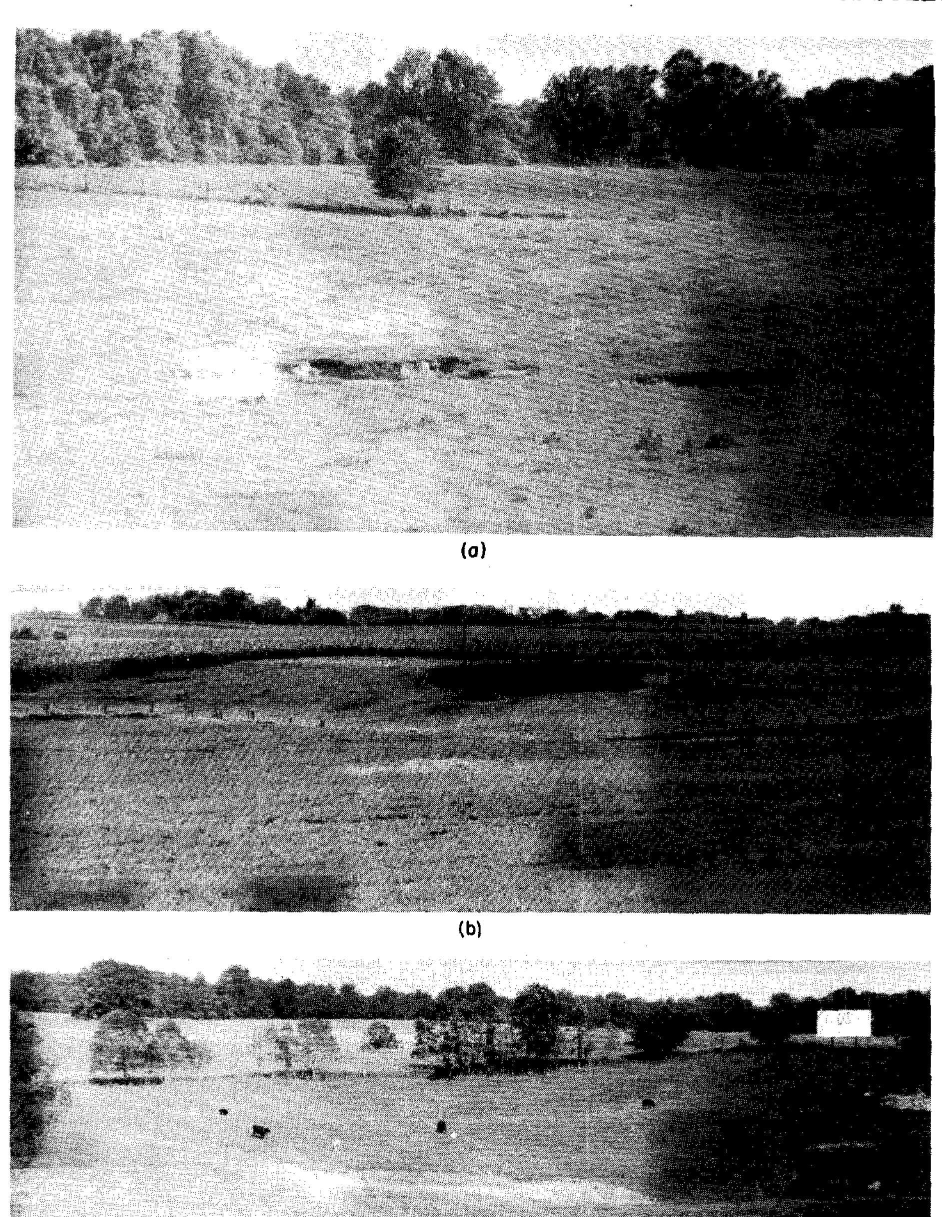
Solución Ciertas rocas, especialmente las calizas, son disueltas de parcial a completamente en agua de lluvia, en especial si el agua de lluvia contiene cantidades apreciables de bióxido de carbono en la forma de ácido carbónico débil o diluido o si tiene un $pH < 7$. Aun una solución de ácido muy débil que actúa durante períodos geológicos puede descomponer muchas rocas. En el caso de las calizas, el lector puede advertir que en un período de sólo 5 a 10 años puede producirse una considerable meteorización, por ejemplo, en cortes para caminos. Las figs 5-8*c*, 5-15*b* y 5-16*c* ilustran el deterioro de la caliza después de períodos menores de 10 años.

En áreas que tienen muchas formaciones de calizas y abundante lluvia se forman numerosas cavernas y sumideros (formaciones cársticas). La fig. 5-18 ilustra una típica topografía cárstica, tal como se pueden encontrar en partes del norte central de Kentucky y del sur central de Indiana. El hundimiento del terreno y la erosión subsiguiente tienden a producir la topografía ondulada que se ilustra en la fig. 5-18*c* inutilizando la tierra para actividades diferentes del pastoreo.

Lixiviación Al reaccionar con el material cementante de las rocas sedimentarias, el agua puede aflojar las partículas y arrastrar las más pequeñas y los agentes cementantes a estratos más profundos o en corrientes superficiales. Los agentes cementantes llevados a estratos más profundos, por la filtración de agua de lluvia pueden constituirse en factor de la formación futura de nuevas rocas sedimentarias. En áreas de baja precipitación pluvial, el vapor de agua puede llevar los agentes cementantes, tales como sulfatos, carbonatos, etc., a la superficie del terreno, formando una corteza de sal que puede hacer al suelo inapropiado para la vida vegetal.

Hidrólisis (formación de iones H^+). Los agentes de la meteorización química pueden actuar simultáneamente. Consideremos, por ejemplo, la formación de arcilla a partir de la meteorización del feldespato (normalmente de color rosado) ortoclásico en presencia de agua y ácido carbónico formado por la mezcla de agua con bióxido de carbono:

$$\underset{\text{2 partes}}{2(K)AlSi_3O_8} + \underset{\text{1 parte}}{H_2CO_3} + \underset{\text{1 parte}}{H_2O} \rightarrow \underset{\substack{\text{Mineral arcilloso}}}{\overset{\text{1 parte}}{Al_2Si_2O_5(OH)_4}} + \underset{\substack{\text{Carbonato}\\\text{de potasio}}}{\overset{\text{1 parte}}{K_2CO_3}} + \underset{\text{Cuarzo}}{\overset{\text{4 partes}}{4SiO_2}} \qquad (5\text{-}1)$$



(a)

(b)

(c)

Figura 5-18 Sumideros en calizas y topografía cárstica. (*a*) Pequeños sumideros en la pradera; (*b*) gran sumidero que recién se ha formado con una forma redonda ideal (rara vez obtenida); (*c*) área típica de sumideros, en donde la erosión ha suavizado los costados inicialmente escarpados de (*a* y *b*).

En este caso, el ion H^+ del agua expulsa el ion K^+ del feldespato; el ion H^+, entonces, se combina con el silicato de alúmina para formar el mineral arcilloso. La raíz de una planta puede atraer el agua del suelo local y rodearse así de abundantes iones H^+, que inician el proceso de hidrólisis. Cualquier fragmento de feldespato ortoclásico cercano puede ser alterado de esta manera y formar el mineral arcilloso de acuerdo con la ec. (5-1). Adicionalmente el carbonato de potasio puede ser alterado y lavado, y convertirse en alimento para plantas, o el mineral arcilloso puede atraer los iones de potasio y formar arcilla *caolinítica.*

5-10 CONSIDERACIONES GENERALES ACERCA DE LA METEORIZACION DE LA ROCA

La velocidad de meteorización depende del tamaño de la partícula. Las partículas pequeñas se meteorizan, en general, a una velocidad mayor que las más grandes debido a su mayor área superficial. El tipo de material, el clima, la humedad, las condiciones de exposición y la actividad de las plantas y animales e insectos, constituyen factores importantes que afectan la velocidad de meteorización.

La mayor parte de la meteorización se desarrolla cerca de la superficie del terreno; sin embargo, la exfoliación, debida a la pérdida de presión por disminución de la sobrecarga, puede producirse a una profundidad de muchos metros. El agua de lluvia que se filtra o el agua subterránea pueden producir una meteorización química bien por debajo de la superficie del terreno sin que sus efectos jamás sean expuestos.

Generalmente, tanto la velocidad como el monto del incremento de la meteorización aumentan con el tiempo, debido, por una parte, a la reducción del tamaño de la roca y, por otra, a la mayor cantidad de material que se expone al proceso. A continuación, se resumen los muy importantes efectos de la lluvia y de la temperatura.

A Precipitación pluvial

Areas de baja precipitación pluvial. El agua sólo penetra al suelo en una profundidad limitada; la meteorización se desarrolla, pero los subproductos (carbonatos, sulfatos, etc.) no son removidos del perfil de suelos y el pH resultante suele ser alcalino. El agua tiende a ser removida por evaporación, produciéndose una concentración de sales de calcio, sodio y potasio en la parte más superficial del perfil de suelos.

Areas de alta precipitación pluvial. El agua filtra a través del suelo y el material meteorizado es removido por lixiviación. Las substancias solubles son removidas; la arcilla tiende a ser dispersada hacia el perfil inferior del suelo y el pH del suelo, a ser ácido.

B Efectos de la temperatura

Las temperaturas altas, en promedio de las áreas húmedas aumentan la vegetación y la meteorización química. Las temperaturas altas en promedio de las áreas áridas disminuyen la vegetación y la meteorización química, y la meteorización mecánica tiende a dominar.

Las temperaturas bajas en promedio de áreas húmedas originan el congelamiento del suelo y el hielo permanente, y una meteorización lenta.

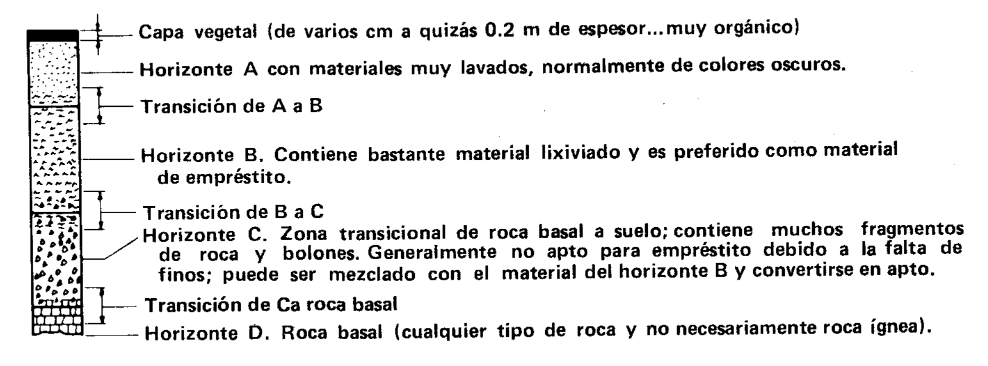
El ingeniero geotécnico deberá preocuparse, en particular, por la alta velocidad de meteorización de un esquisto expuesto y, en un menor grado, de una arenisca. La meteorización de la caliza se desarrolla con rapidez considerable en presencia de agua, esté o no expuesta a la superficie.

5-11 FORMACION DE SUELO POR METEORIZACION

De acuerdo con el método de formación del depósito, los suelos pueden ser clasificados como suelos residuales o suelos transportados. Un *suelo residual* es aquel que se formó en su ubicación actual a través de la meteorización de la roca madre (o basal). Estos suelos están ampliamente repartidos en las áreas tropicales, en donde suelen ser denominados *lateritas* y en otras áreas menos tropicales, en las que los glaciares no han estado presentes, como en zonas sudorientales y sudoccidentales de los Estados Unidos, la mayor parte de Australia, India, Africa y sur de Europa. Los depósitos de suelos residuales varían desde unos pocos centímetros a 100 o más m de profundidad según la edad geológica. Estos suelos están formados por la meteorización y la lixiviación de los materiales solubles en agua desde la superficie hacia abajo. A medida que la acción de lixiviación disminuye con la profundidad, el suelo residual es cada vez menos alterado hasta que se alcanza la roca madre.

Si se efectúa un corte vertical en un suelo residual, puede verse un arreglo o disposición horizontal de las capas, especialmente en un corte reciente. La sección vertical es un perfil del suelo y las capas individuales son *horizontes del suelo*. La fig. 5-19 ilustra un arreglo simplificado de los horizontes de suelo para uso de la ingeniería geotécnica. En general, los horizontes son:

Horizonte	Comentarios
A	Zona superior consistente de tierra vegeral y materia orgánica y, en áreas húmedas, de materiales altamente lavados; en áreas áridas puede ser rica en varias sales solubles que quedan mientras se evapora el agua de profundidades inferiores. Por lo general está altamente meteorizada, con materiales de colores oscuros, incluyendo matices negros y cafés, de un espesor de unos pocos centímetros a 1 o 2 m y gradualmente variando hacia el horizonte *B*.
B	Zona que subyace al horizonte *A* y que contiene bastantes materiales lixiviados (sales solubles en agua tales como carbonatos, sulfatos y cloruros) y minerales arcillosos. Esta zona puede tener un espesor del orden de 0.5 a varios m y avanza gradualmente hacia el horizonte *C*.
C	Zona de transición de material recientemente meteorizado de la roca madre; puede consistir de considerables fragmentos de roca. Esta zona puede estar ausente o ser de muy poco espesor y avanza gradualmente hacia el horizonte *D*.
D	Roca madre (o basal).



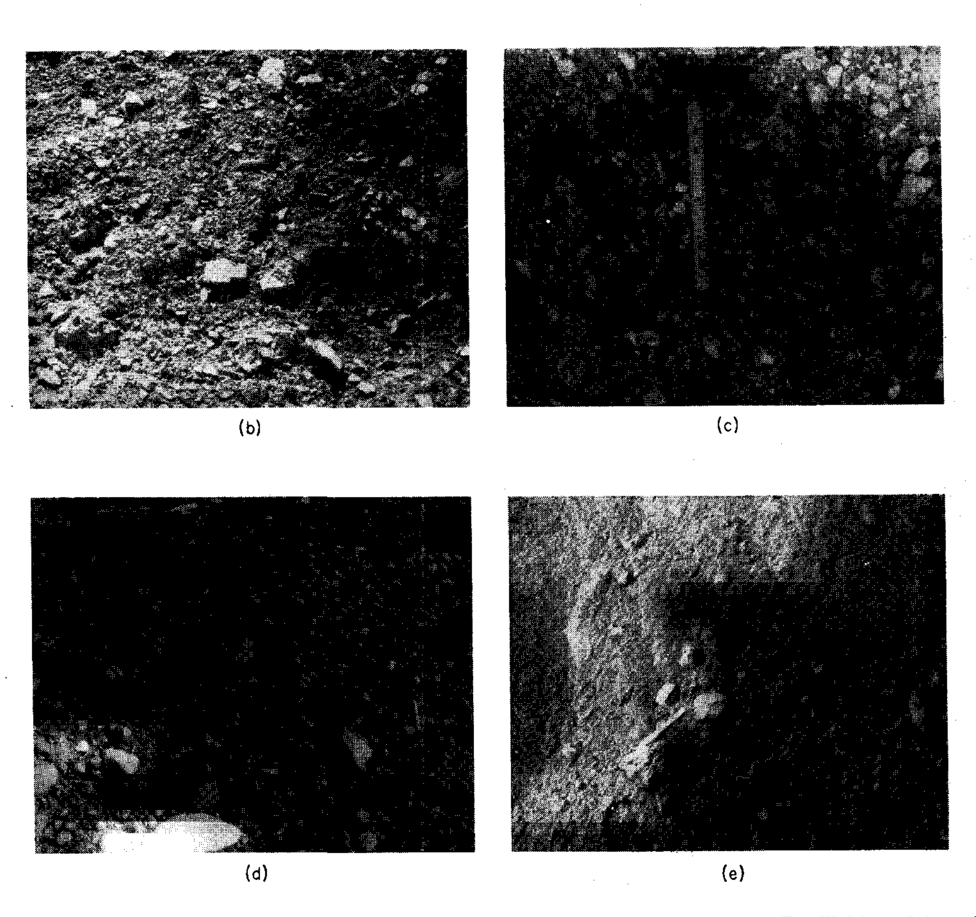


Figura 5-19 Horizontes de varios depósitos de suelo naturales. (*a*) Perfil hipotético de horizontes del suelo con varias subdivisiones; (*b*) suelo residual en West Virginia (escala: el bolígrafo es de 14 cm); (*c*) suelo residual en Montana con una escala mostrada de 30 cm; (*d*) depósito en la parte seca de un lecho de río con la escala de 30 cm indicada; (*e*) depósito de morrena cerca de Peoria, Ill., con la escala indicada de 30 cm.

El suelo del horizonte *B* es considerado el mejor como zanja de préstamo ya que contiene material granular y ligante. El horizonte *A* contiene demasiada materia orgánica y muy poco ligante para tener valor como material de construcción. El horizonte *C* puede ser de una gradación muy abierta o deficiente en el material que pasa la malla No. 200 y tamaños de la arcilla para uso en zanja de préstamo, aunque si se mezcla con el material del horizonte *B*, puede llegar a ser satisfactorio.

Los suelos residuales tienden a caracterizarse por

1. Presencia de minerales que han meteorizado de la roca madre.
2. Partículas que tienden a ser angulares o subangulares, tal como se ilustra en la fig. 5-19*b* y *c*, al compararlas con las partículas redondeadas de los depósitos transportados de *d* y *c*.
3. Grandes fragmentos de roca, angulares, que tienden a encontrarse dispersos a través de la masa de suelo, como en la fig. 5-19*c*.

Un suelo residual importante encontrado en muchas áreas montañosas se denomina *saprolita*. Una saprolita es un estado de meteorización química de la roca, tal que la roca tiende a desmoronarse aunque todavía conserva la estructura y textura originales. Condiciones climáticas de precipitaciones pluviales moderadamente severas a severas, como las de las Montañas Apalaches del Sur, los Alpes Austríacos y áreas de Australia Occidental, India, Sur América y Hawai: producen este tipo de suelo. El material saprolítico ha sido detectado hasta profundidades de 100 m (Carroll, 1970).

Los suelos transportados se formaron por la meteorización de la roca en un lugar y que se encuentran ahora en otro lugar. El agente de transporte puede ser

1. Agua (el principal agente de transporte)
2. Glaciares
3. Viento
4. Gravedad

Los depósitos transportados por el agua, el viento y los glaciares están ampliamente repartidos. A menudo, los depósitos tienen asignados nombres indicativos del modo de transporte que originó el depósito. Los depósitos formados por estas diversas maneras de transporte se considerarán con mayor detalle en las siguientes secciones.

Surge naturalmente una pregunta: ¿Cuál es la clasificación de los depósitos en áreas cubiertas por depositaciones marinas hace millones de años? Aunque en el estricto sentido de la palabra éstos son depósitos transportados, hace ya tanto tiempo se realizó, que se ha producido alguna o bastante litificación. En las condiciones presentes, el suelo endurecido está sometido a meteorización, produciendo un material que es más residual que transportado. Sin embargo, con estos suelos, el concepto de horizonte puede tener poco significado debido a la estratificación previa, la que puede incluir arenas, calizas, arcillas y capas de limo o lutitas, etc. En estos suelos, el valor de una capa para fines de construcción dependerá exclusivamente de las pro-

piedades de aquel estrato y, por lo tanto, muy poco de las lixiviaciones superiores o de las propiedades de los estratos adyacentes. La fig. 5-17 ilustra esto particularmente bien.

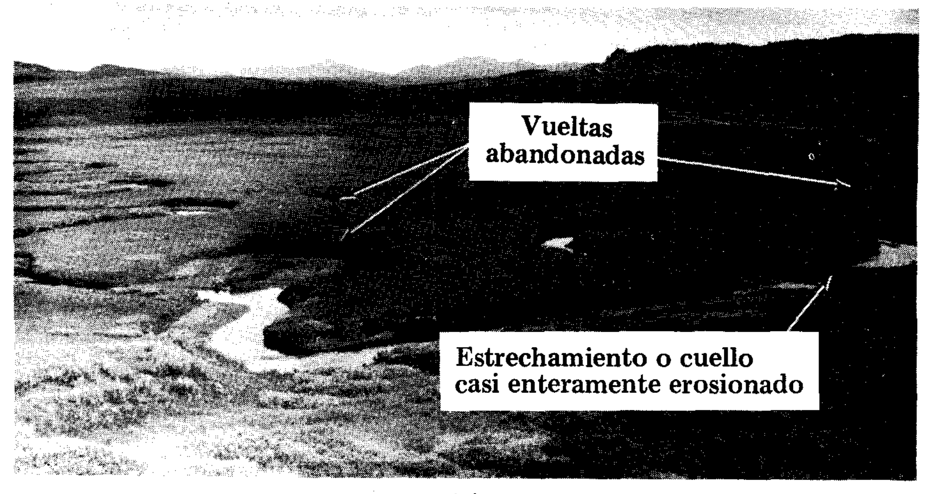
5-12 AGUA CORRIENTE Y DEPOSITOS ALUVIALES

Una vez que ha caído al terreno como precipitación, el agua sigue una de las muchas trayectorias que conforman el ciclo hidrológico (ver sec. 5-16). La porción que continúa la trayectoria de *escurrimiento* es de interés en esta sección como agente que causa la *erosión* y el *transporte*. La erosión y el transporte dependen de la velocidad del agua que se mueve, la que a su vez depende del gradiente, cantidad de agua que pasa por un punto, y de la naturaleza del cauce. En general, el gradiente decrece desde las cabeceras (extremo superior) hacia la desembocadura. La desembocadura puede terminar en otro río, un lago o el océano. La velocidad terminal en los lagos o en el océano se aproximará a cero a una corta distancia de la playa según consideraciones basadas en la ec. de continuidad y de flujo.

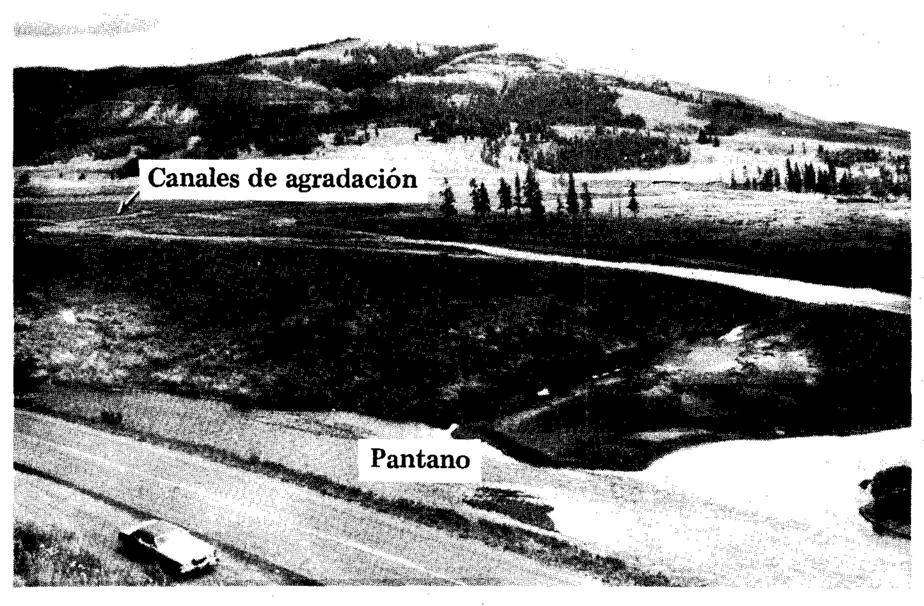
$$Q = Av \tag{5-2}$$

en la que Q = cantidad de descarga
A = área del agua que fluye
v = velocidad

La erosión es causada por la fricción en el canal de flujo del agua que fluye, incluyendo los efectos de cualquier material en suspensión. Como los materiales erosionados no son homogéneos y poseen diversos grados de resistencia a la erosión, ningún río será recto, como se observa desde arriba, excepto en muy cortas distancias, generalmente menos de 10 veces el ancho del canal efectivo. El centro del canal, o flujo principal, tiende a serpentear de un lado hacia otro, formando *meandros.* A lo largo del tiempo geológico, esto normalmente se traduce en anchos valles cortados entre farallones o bancos, y el piso del valle compuesto de suelos transportados o sedimentos. La sedimentación ocurre cuando en la parte interior del meandro disminuye la velocidad del agua y ésta ya no es capaz de mantener el material en suspensión. El lado exterior del meandro, que tiene una mayor velocidad, erosiona el talud, aumentando así el meandro como se ilustra en la fig. 5-20*a*. Los períodos de inundación pueden originar la formación de *diques naturales*, paralelos a los bancos del río, cuando éste crece y se desborda, disminuyendo la velocidad mientras el área del canal aumenta repentinamente. La disminución de la velocidad hace que los materiales transportados se depositen a lo largo de los bancos. Los árboles y arbustos que crecen en estos bancos también pueden contribuir considerablemente a la formación de diques naturales. La formación de estos diques puede elevar el río y los diques de 3 a 5 m o más por encima del nivel del valle hasta cuando una gran inundación rebosa el dique, cortando, con la erosión que se produce, un nuevo canal a través de la pared del dique y en el piso del valle. Las terrazas de ríos (fig. 5-21*b*)

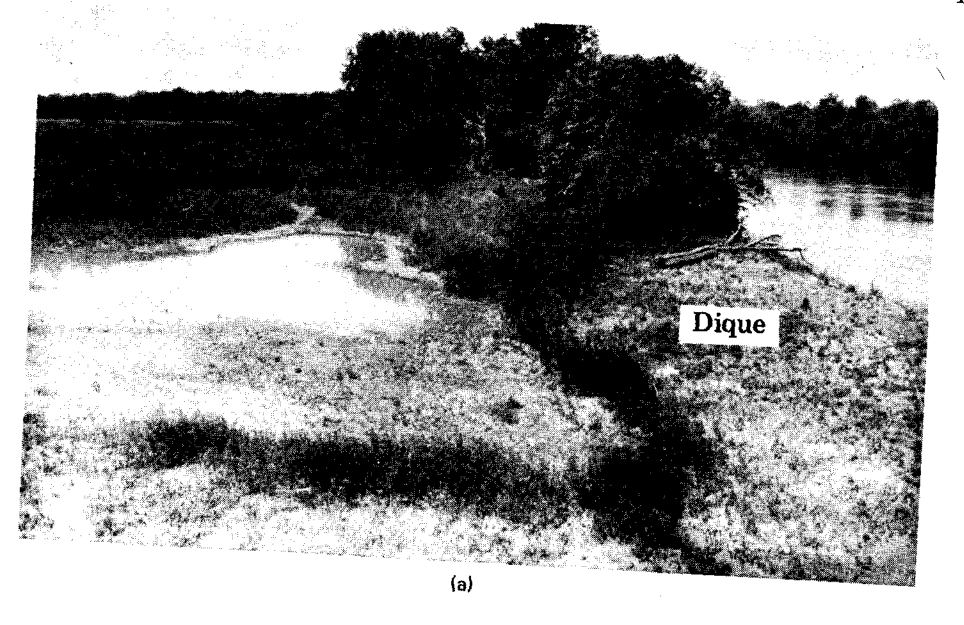


(a)

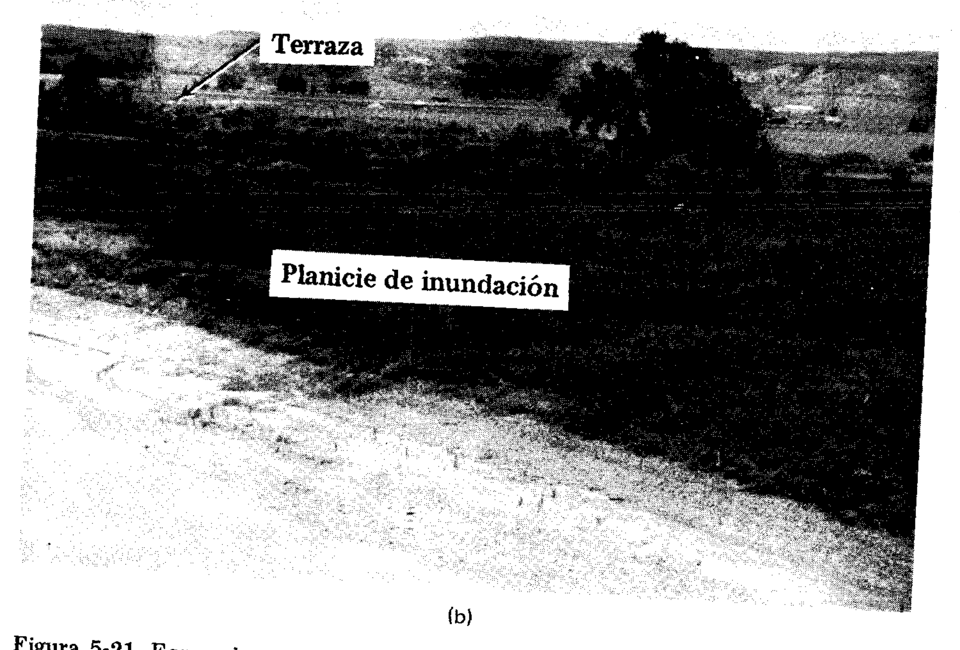


(b)

Figura 5-20 Configuraciones de ríos de poco caudal. (*a*) Meandros bien desarrollados, con vueltas abandonadas. También se indica un lugar (en la extrema derecha), en el que pronto se producirá un corte y se abandonará una vuelta. Este río tiene un ancho de 7 m aproximadamente y esencialmente es un modelo que muestra un área pequeña y fácilmente visible muchas de las características típicas de arroyos o ríos "más viejos". (*b*) Valle fluvial bien desarrollado. Este pequeño río presenta un pantano y canales de agradación (los varios brazos del río al fondo).



(a)



(b)

Figura 5-21 Formaciones de bancos fluviales. (*a*) Dique natural a lo largo del Río Wabash; (*b*) Terraza fluvial bien desarrollada en el Río Yellowstone en Montana.

pueden formarse cuando la corriente se abre paso a través de sedimentos previamente depositados o cuando el lecho del cauce desciende debido a la erosión normal o a la deformación de la corteza, durante períodos geológicos.

La erosión del cuello del meandro puede conducir a cortar el meandro, dejando un canal curvo y aislado o *vuelta abandonada*, como se ilustra en la fig. 5-20*a*. La vuelta abandonada puede ser o convertirse en un *pantano* si uno de los extremos permanece abierto a la corriente, de tal manera que el agua del remanso permanezca tal como se indica en la fig. 5-20*b*. Se forma una laguna o lago en la vuelta abandonada si ésta se llena de agua.

Más tarde, estas diversas depresiones pueden llenarse con sedimentos de grano fino, lodo y material orgánico durante y entre los subsiguientes períodos de inundación del valle, de lo que resulta un depósito de suelos particularmente pobre y de alta plasticidad (w_L es a menudo de 60 a 100 o más) o de limos orgánicos, arcillas limosas, arcillas o turbas o de todos ellos. La exploración de suelos para lugares de cimentación deberá ser realizada con gran precaución para localizar e identificar estos depósitos.

El continuo y lento cambio de la posición del canal o flujo principal se traduce en que el piso del valle se compone en su totalidad de *aluviones* o *sedimentos*. Este continuo accionar mueve gradualmente los materiales río abajo y reduce el gradiente de la corriente. El material agua abajo es, naturalmente, cada vez más fino debido a varios factores, incluyendo una mayor abrasión y un menor gradiente, con la consiguiente reducción de la velocidad que puede suspender sólo el material más fino. Como el piso del valle es casi plano o cercano al nivel de aguas máximas del río, el valle es esencialmente una planicie de inundación de aguas poco profundas. Estas áreas constituyen lugares de construcción más bien pobres, debido a las periódicas inundaciones, a menos que la corriente sea confinada por diques artificiales suplementarios. Las construcciones en una llanura de inundación no están protegidas contra las inundaciones en muchos lugares; en consecuencia, siempre se deberá comprobar las probabilidad de inundación en áreas cercanas a los ríos.

Los depósitos de lagos son también llamados depósitos *lacustres*. Las *arcillas estratificadas* son un tipo particular de depósito formado durante períodos glaciales a partir del derretimiento estacional del hielo, lo que aumenta temporalmente la velocidad de escurrimiento, de tal manera que se precipitan alternadamente capas de arena con capas de limo o arcillas limosas que sedimentan a velocidades bajas.

Un depósito *marino* se forma cuando los sedimentos precipitan en agua salada.

Los *deltas* (fig. 5-22) son sedimentos precipitados en las desembocaduras de corrientes en bahías, océanos o lagos. Los *abanicos o conos de deyección* son tipos similares de depósitos, pero se encuentran en áreas áridas en donde fluyen arroyos montañosos a amplios valles o hacia la llanura en la desembocadura del arroyo.

Los depósitos lacustres, marinos y deltaicos tienden a ser relativamente finos, con tamaños predominantes del limo y de la arcilla. La mayoría de estos depósitos serán sueltos y altamente compresibles. A veces, se encuen-

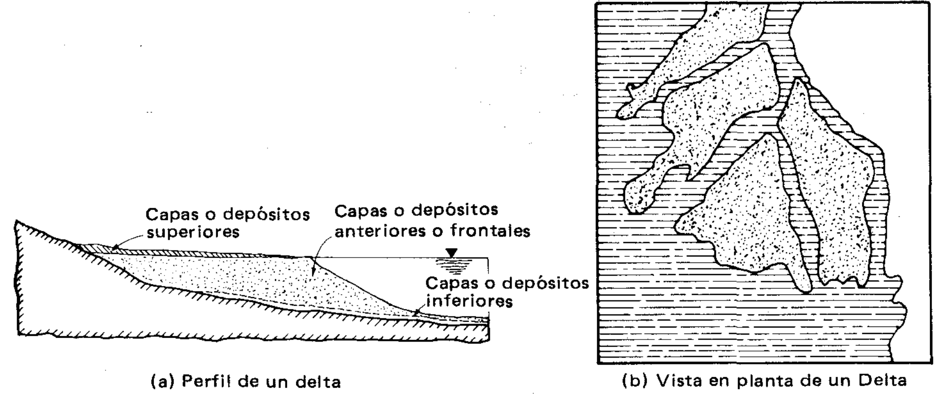


Figura 5-22 Formación de un delta fluvial o lacustre. Obsérvese que un cono o abanico aluvial será similar en planta al delta, pero será un depósito a la salida de tierras altas o planicies, valles o tierras planas desérticas. (*a*) Perfil de un delta; (*b*) vista en planta de un delta.

tra material orgánico y vetas de arena, de fina a medianamente gruesa. Algunos de estos depósitos alcanzan espesores de 75 a 150 m.

5-13 DEPOSITOS GLACIALES

Los depósitos glaciales conforman un grupo muy grande de suelos transportados. En variadas ocasiones, una gran parte del continente norteamericano, como se ilustra en la fig. 5-23, ha sido cubierto por hielo glacial como lo ha sido el norte de Europa, incluyendo gran parte de Alemania, Polonia, norte de Rusia hasta los Montes Urales, todos los países escandinavos, las Islas Británicas y Groenlandia. El contorno aproximado de la glaciación europea se ilustra en la fig. 5-24. Groenlandia está todavía casi totalmente cubierta de hielo como lo están parte del norte de Canadá y de Alaska, casi toda la Antártica, las Montañas altas de Escandinavia, los Alpes Suizos, los Himalayas y parte de los Andes en Suramérica. Algunos pequeños glaciales existen en las montañas más altas de los Estados Unidos. Un levantamiento realizado por Flint (1970) mostró que alrededor de un 10 por ciento de la actual superficie de los continentes fue cubierta alguna vez por glaciares, que alcanzaron cerca de 15×10^6 km^2.

La acción erosiva del hielo de los glaciares raspó la interfase hielo y suelo o roca y pulverizó, aplastó y desgastó la roca basal en limo, arena y material del tamaño de la grava. Esto fue posible debido a las grandes profundidades y enormes presiones resultantes del hielo. Los espesores fueron del orden de:

Localización	Espesor aproximado, m
Norte América y Canadá	300-2000
Islas Británicas	350-900
Europa	500-3000

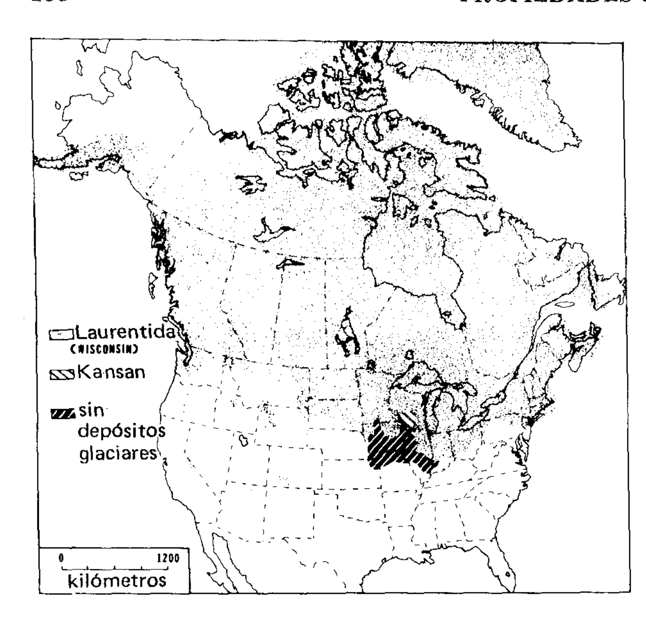


Figura 5-23 Contorno aproximado de la glaciación en el continente norteamericano. La más reciente es la glaciación Laurentida (o Winsconsiniana) que desapareció hace algunos 10 000 a 13 000 años. La glaciación Kansan cubrió un área aproximadamente igual, pero se extendió algo más hacia el sur llegando a Kansas, Missouri e Illinois, como se ilustra.

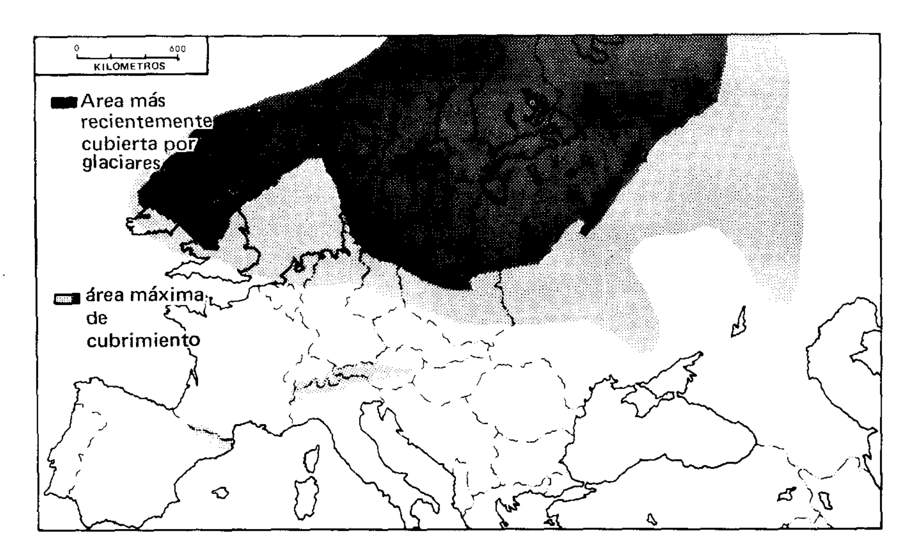


Figura 5-24 Localización general de la glaciación europea. El contorno es sólo aproximado pero da una indicación de la magnitud de la glaciación y hasta dónde es posible esperar depósitos glaciales.

Un espesor de hielo de 1000 m crearía una presión de alrededor de 8800 kPa en el suelo subyacente.

Los depósitos de suelos empujados, que forman cordones o cerros de alrededor de la periferia del glaciar, o ventisquero, se denominan *morrenas*. Las *morrenas terminales* (fig. 5-25*b*) son cordones de material raspado o empujado hacia el frente del glaciar; las *morrenas laterales* se desarrollan en los

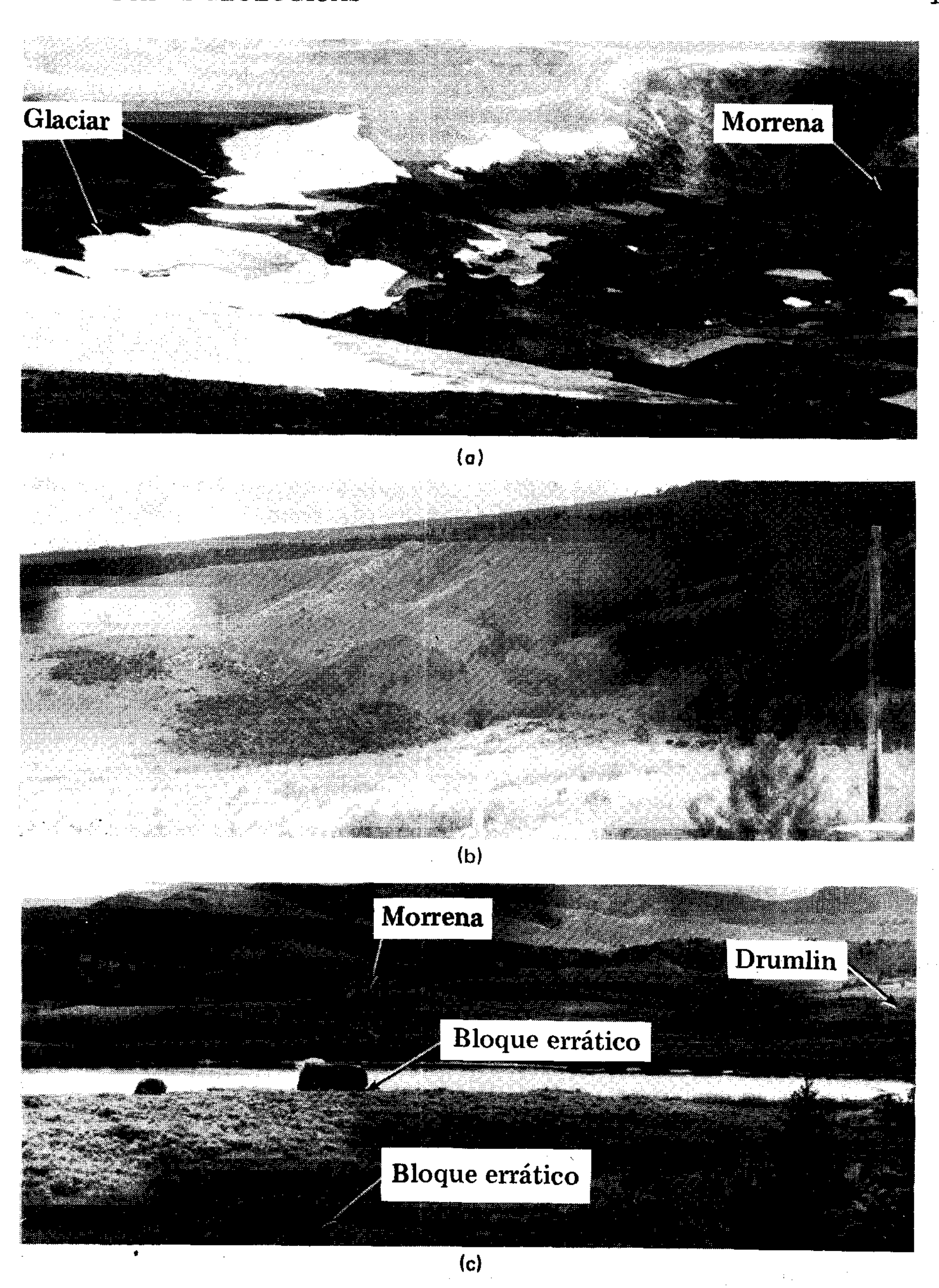


Figura 5-25 Fotografías de varias características glaciales. (*a*) Pequeño glaciar de montaña; también se muestran pequeñas morrenas en el valle y lagos formados por glaciares. (*b*) Morrena terminal extensa; obsérvese que son más bien varias colinas o lomas en vez de un solo cordón. Esta morrena es de alrededor de 0.5 km de ancho por cerca de 5 km de largo. (*c*) Topografía glacial confinada a un área pequeña; se muestra la morrena terminal, un drumlin y varios bloques erráticos.

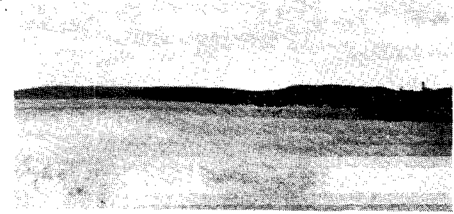



Figura 5-26 Dos éskeres. El de la izquierda tiene cerca de 6 km de longitud y en partes 27 m de alto. Está en Dakota del Norte y es uno de los más grandes que se han encontrado. El de la derecha tiene alrededor de 2 km de largo, pero sus puntos más altos tienen del orden de 30 m.

lados. Estas formaciones son generalmente de 0.5 a varios kilómetros de ancho, pueden tener 25 a 100 o más m de alto y pueden alcanzar 60 a 100 km de longitud. La morrena puede no ser una sola colina suavemente ondulada, sino más bien una serie de colinas fuertemente dentadas. Pueden existir discontinuidades en el cordón o cadena de colinas, en las que el derretimiento del glaciar forma canales que llevan agua con material de aluvión, y así, fomar temporalmente pequeños lagos en las depresiones detrás de la morrena, dando origen a sedimentos lacustres. Una *morrena basal o de fondo* (también llamada terreno o acarreo por ventisqueros)[2] son los depósitos sedimentales en el fondo del glaciar, del material suspendido en el hielo; varía desde unos pocos centímetros a 150 m de espesor o más. Los *éskeres* (fig. 5-26) son cerros alargados formados por sedimentación de materiales suspendidos en agua que fluye o ha fluido en túneles del hielo; varían entre 10 a 30 m de alto y tienen de 0.5 a varios kilómetros de longitud. Los *drumlins* son montículos aislados de escombros glaciales que varían desde 10 a 70 m de alto y entre 200 a 800 m de longitud. La mayoría de los *drumlins* tienen unos 30 m o menos de altura y 300 m o menos de longitud: se encuentran a menudo en terrenos o campos de drumlins (varios), como en la fig. 5-27. Los




Figura 5-27 Drumlins. El terreno de la izquierda está cerca de Sauk Centre, Minn.; el terreno de la derecha es de Wyoming. Se puede distinguir un drumlin de un afloramiento de roca erosionada porque las piedras y grava interior estarán redondeadas por la abrasión glacial.

*En inglés: *Glacial till* o simplemente *till. N.* del *T.*

bloques erráticos son grandes clastos o bolos levantados por los glaciares, transportados a una nueva ubicación y depositados, como lo ilustra la fig. 5-25*c*.

Los éskercs, los drumlins y los materiales aluvionales glaciales tienden a tener valor comercial como fuentes de arena o grava, ya que contienen muy poco material que pasa la malla No. 200. Para determinar su conveniencia como fuente de arena o grava, se requiere algo de exploración del suelo, ya que no todas estas formaciones son adecuadas. A veces, en algunos lugares de una morrena lateral o terminal, pueden existir zonas adecuadas de préstamos, tal como en la fig. 5-28, que muestra un lugar de préstamo en la morrena de Shelbyville, cerca de Peoria, Illinois. Obsérvese el perfil característico del cordón y la gradación que puede obtenerse en estos depósitos.

Al derretirse, el hielo glacial formó arroyos o corrientes que, partiendo del glaciar, arrastraron arena fina, limo y material arcilloso hacia los lagos o aguas abajo para formar estratos de sedimentos fluviales, a medida que el derretimiento de los hielos aumentaba o decrecía con las estaciones y fluctuaba la velocidad del caudal. A medida que los glaciares se derretían, el material suspendido en el hielo se precipitaba al suelo o roca subyacente para formar las morrenas basales; estos depósitos se caracterizan por contener todos los tamaños de partículas sin un arreglo o disposición obvia. Un análisis expuso que los depósitos glaciares de fondo alrededor de Boston, Massachusetts, constan de un 25 por ciento de grava, 20 por ciento de arena, 40 a 45 por ciento de arenas finas y menos de 12 por ciento de arcilla (Leggett, 1962). Se llama *depósito estratificado de morrenas* un depósito glacial, cuando el perfil está separado o dividido según el tamaño.

Los depósitos glaciales tienen espesor muy variable que depende de la ubicación, como en el caso de valles enterrados (vestigios de la erosión de antiguos cauces) o en el de morrenas terminales. A continuación se señalan algunos espesores típicos:

Ubicación	Espesor estimado, m
Región de los Grandes Lagos, E.U.A.	12
Illinois	0-180, promediando 35
Ohio central	29
Id, pero en valles enterrados	60-230
Ontario, Canadá	$0\text{-}75^{+}$
New Hampshire	10
Winsconsin sudoriental	14
Quebec central	2-3
Dinamarca	2-40
Suecia	0-200
Finlandia	2-3

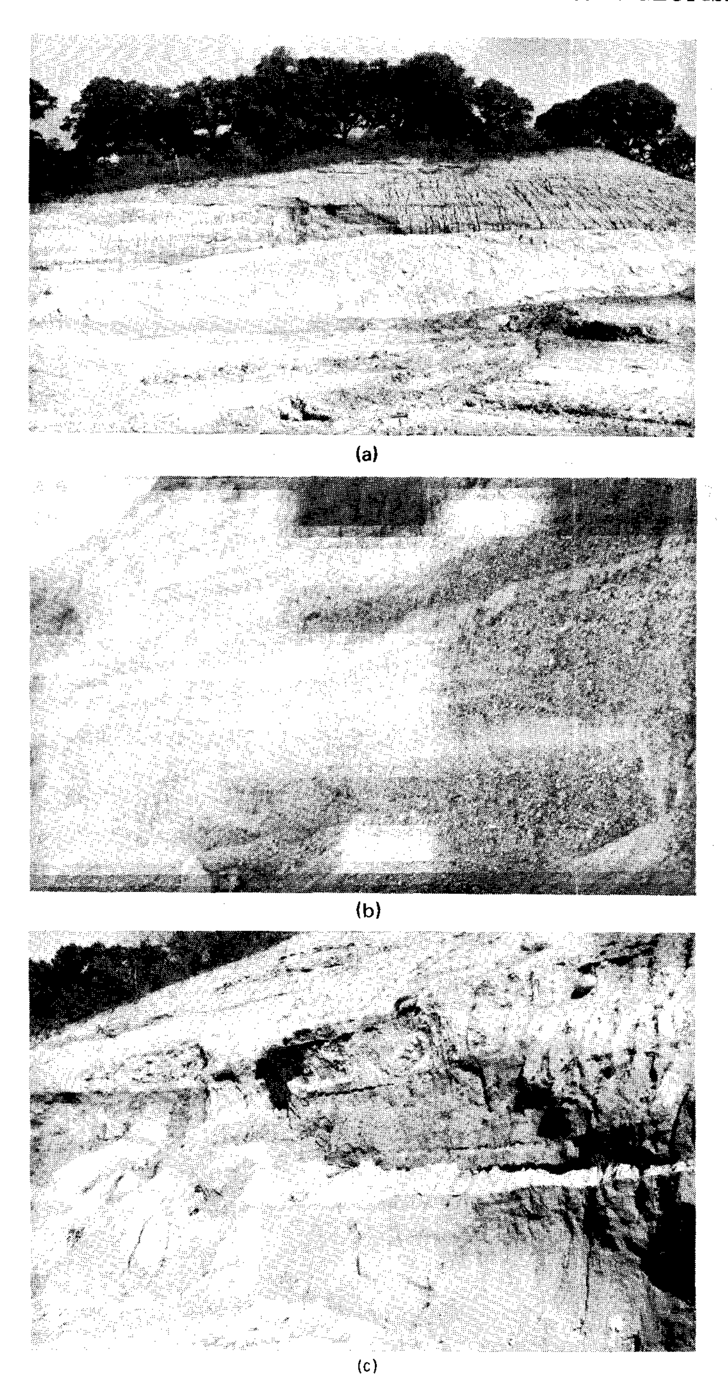


Figura 5-28 Un pozo de préstamo en las morrenas de Shelbyville cerca de Peoria, Ill. (*a*) Vista terminal de uno de los cordones, que tiene cerca de 20 m de altura. (*b*) Vista en primer plano, que muestra la distribución del material del lado izquierdo de (*a*). (*c*) Vista en primer plano que muestra la distribución del material del lado derecho de (*a*). El material más oscuro es arcilla, ligeramente húmeda a causa de la lluvia caída dos días antes. El material gravo-arenoso se secó rápidamente y es de color más claro.

Como materiales de cimentación, los depósitos glaciales varían de excelentes a pobres. Aunque en muchas localidades los depósitos están distribuidos por tamaños, el material es denso y contiene considerable cantidad de arena y grava. Muchos de estos depósitos están permanentemente sobre el nivel freático. Los valles sumergidos, los lentes de limo o arcilla saturada o de ambos, y la presencia de bloques y bolos suspendidos, causan la mayoría de los problemas. Los bolos dificultan tanto la exploración del suelo como el hincado de pilotes. La presencia de grava de pequeño tamaño crea problemas para obtener muestra de suelo no perturbadas para ensayos de laboratorio. *Arcilla glacial con bolos** es un término usado para describir depósitos que contienen una importante cantidad de material cohesivo con bolos dispersos al azar.

5-14 DEPOSITOS EOLICOS

Los depósitos formados por el viento o eólicos son primariamente *loess* y arenas de *dunas*. Los loess cubren grandes áreas del centro de Estados Unidos, Rusia, Europa y Asia. Se ha pensado que estos depósitos se originaron, al menos parcialmente, por cambios en la densidad del aire en la vecindad de glaciares en derretimiento y en cauces con flujos aluvionales, que determinan la precipitación de partículas llevadas por el viento. Los depósitos de loess se caracterizan por un color amarillo ligero, una baja densidad (a menudo menor de 14 kN/m^3), una baja resistencia en estado húmedo y por su capacidad de sostenerse en cortes verticales. El espesor de los depósitos de loess varía desde unos pocos centímetros a más de 30 m. A lo largo del río Illinois, la profundidad del loess es comúnmente de 5 a 8 m. El espesor tiende a ser mayor cerca del lado oriental de las corrientes y los depósitos disminuyen su espesor rápidamente con la distancia hacia el este del flujo, reforzando la teoría sobre cómo se formaron.

El loess es un sedimento clástico cuarzoso, algo feldespático, compuesto por una mezcla uniformemente gradada de limo, arena fina y partículas arcillosas. El intervalo de las partículas fluctúa típicamente desde 0.002 a 1 mm, con el mayor porcentaje entre 0.005 y 0.150 mm (Malla No. 100). Tiende a depositarse en un arreglo suelto que llega a ser más bien estable debido a la cementación de partículas arcillosas, actividad orgánica y carbonatación cálcica. Esta estructura es particularmente susceptible a la saturación y puede derrumbarse cuando se satura. Cuando el loess está húmedo, tienden a desprenderse grandes bloques en los cortes verticales tal como se ilustra a lo largo de la base del corte en la fig. 5-29. El agua que filtra verticalmente a través de perforaciones de raíces y de gusanos puede causar una considerable erosión vertical.

---

* En inglés: *boulder clay*. Este último término, en su versión inglesa, es de amplio uso en el mundo. *N.* del *T.*

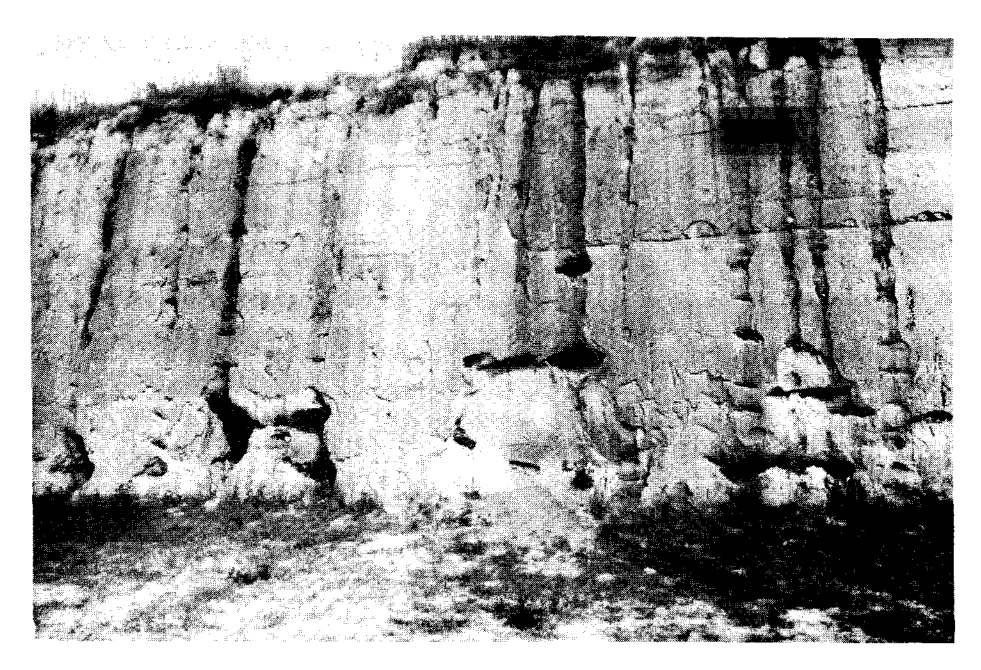


Figura 5-29 Un depósito de loess cerca de Vicksburg, Miss. Los depósitos tienen un espesor mayor a 30 m. Este corte vertical, que ha permanecido por más de 10 años, es de alrededor de 8 m de altura. Obsérvese el modelo típico de meteorización con formación de chimeneas verticales (acanaladuras) y desgarramientos.

Las arenas de dunas son depósitos de arena formados por el viento al hacer rodar las partículas de arena demasiado grandes para transporte aéreo, arrastradas sobre el terreno hasta que encuentran una obstrucción; ahí se forma una duna (o montículo). Vientos posteriores pueden demoler la duna y redepositarla en una nueva localización más adelante, en la dirección del viento. Las arenas de dunas tienden a ser bien redondeadas por la abrasión. Los depósitos de dunas se encuentran en áreas desérticas, como ciertas zonas de California, el desierto del Sahara en el norte de Africa, grandes áreas del Medio Oriente, como Arabia Saudita, y el desierto de Gobi en Asia. A lo largo de las playas sudorientales del Lago Michigan, se encuentran algunas pocas dunas locales.

5-15 DEPOSITOS GRAVITACIONALES

Los depósitos gravitacionales son primariamente los *escombros de falda (talus)*, encontrados en la base de los acantilados. Pueden incluir depósitos de deslizamientos, si éstos han trasladado suficientemente el suelo desde su emplazamiento original.

Los escombros de falda son depósitos de roca/suelo formados en la base de acantilados cuando la meteorización de la roca hace que la cara

de aquellos se suelte y caiga, produciendo un montón de fragmentos de roca en la base del acantilado. Estos fragmentos están probablemente más bien sueltos y contienen huecos y pueden requerir la total remoción cuando se desea empotrar una presa en el acantilado. La fig. 5-30 ilustra un depósito de escombros de falda y la formación de uno de ellos en los costados de una montaña.

5-16 AGUA SUBTERRANEA

El agua subterránea es uno de los recursos minerales más importantes extraídos de debajo de la superficie de la tierra. Probablemente 30 por ciento del agua de consumo diario en el mundo se obtiene del agua subterránea; el resto proviene de agua superficial en ríos o lagos.

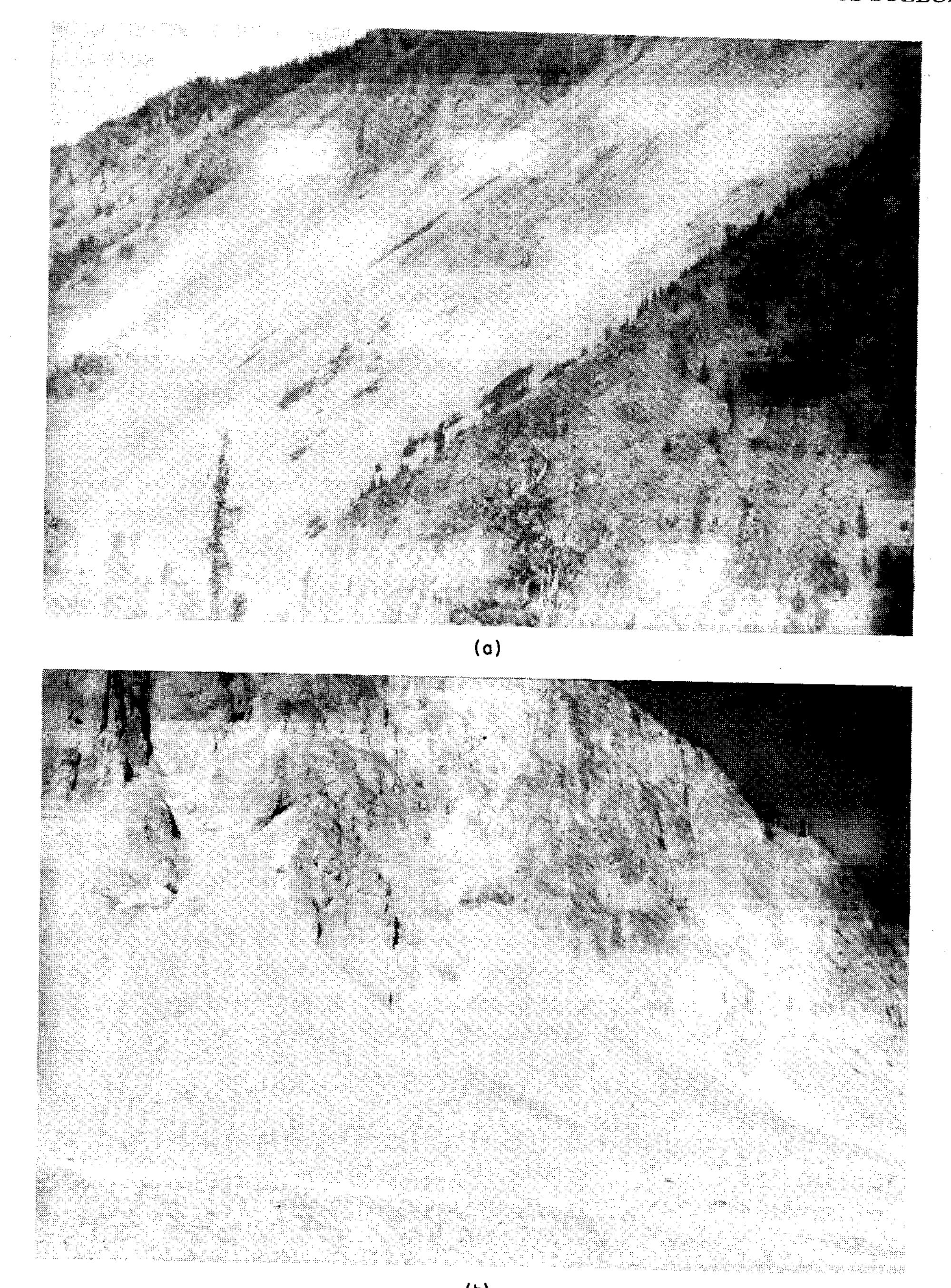
Al ingeniero geotécnico compete el agua subterránea cuando resuelve problemas de suministro de agua, drenaje, excavaciones, cimentaciones y control de movimientos de tierra. Debido a los muchos proyectos de ingeniería en los que el agua subterránea es un parámetro importante, el ingeniero debe tener un buen conocimiento de sus modos de ocurrencia y de sus leyes de movimiento.

El agua subsuperficial se deriva de varias fuentes y las impurezas que contiene pueden ser indicativas de su origen o de su historia o de ambos. Parte del agua subterránea es una contribución directa de la actividad volcánica o magmática durante el proceso de enfriamiento de la roca. Esta agua puede ser denominada agua *juvenil* o *magmática* (apenas comienza a circular libremente). El agua atrapada en los intersticios de los sedimentos, que posteriormente son cubiertos por otros sedimentos más impermeables, puede ser retenida hasta que es extraída por accidente o deliberadamente. Esta agua se llama agua *connata* o *fósil* y a menudo es salada, ya que muchos de los sedimentos fueron depositados bajo agua de mar.

La fuente más importante de agua subterránea es la parte de la precipitación que se filtra en la tierra, llamada agua *meteórica*. El agua es extraida y llevada a la atmósfera por evaporación y ampliamente distribuida por las corrientes de viento. La condensación devuelve esta agua a la superficie terrestre como lluvia, nieve, agua nieve, granizo, escarcha y rocío. La parte que cae en áreas terrestres llega a subdividirse como sigue:

1. Parte es evaporada de nuevo a la atmósfera (probablemente un 70 por ciento).
2. Parte escurre hacia arroyos y ríos, de ahí a lagos o al océano.
3. Parte es utilizada por las vidas animal y vegetal.
4. Parte penetra en la tierra para convertirse en agua subterránea (probablemente menos de 20 por ciento de la condensación que cae en la superficie).

La fig. 5-31 ilustra el ciclo hidrológico. La cantidad de agua subsuperficial obtenida depende de:



(a)

(b)

Figura 5-30 Depósitos gravitaciones como los encontrados en regiones de topografía escabrosa. (*a*) Depósito de ladera en movimiento gradual hacia la base de la montaña; (*b*) depósito de escombros de falda.

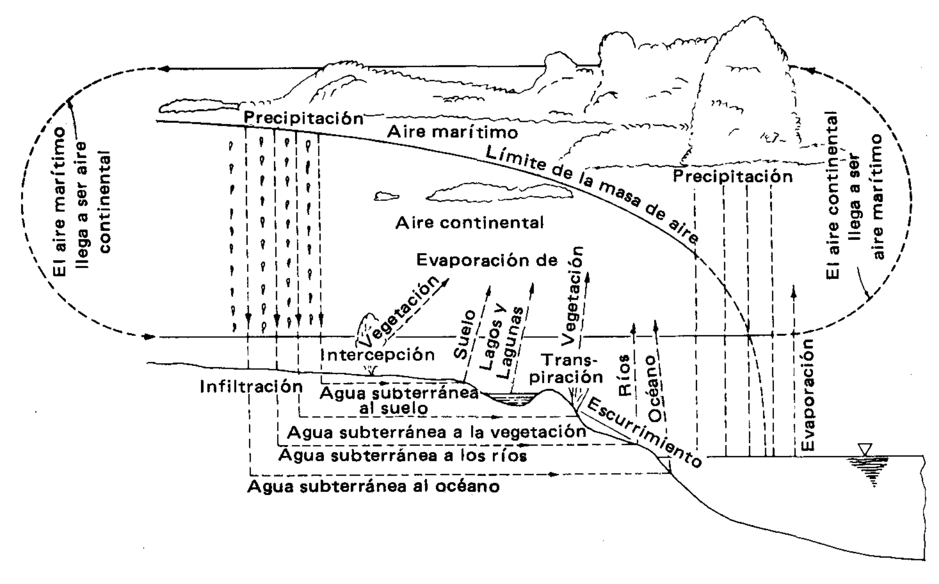


Figura 5-31 El ciclo hidrológico (Según USDA)

1. *Gradiente superficial.* Los taludes empinados favorecen el escurrimiento superficial tanto en cantidad como en proporción.
2. *Vegetación.* Un follaje espeso puede interceptar grandes cantidades de condensación, aun antes de que alcance la superficie del terreno.
3. *Condiciones climáticas.* La magnitud de la precipitación pluvial y la temperatura diaria influencian la tasa de evaporación.
4. *Porosidad y permeabilidad del subsuelo.* Esto quiere decir el porcentaje de vacíos (poros) y la facilidad con que el agua puede moverse a través de la masa de tierra.

El agua que penetra al subsuelo puede ser parcialmente retenida por las fuerzas de tensión superficial en las capas de suelo superiores (zona vadosa) para evaporarse más tarde o para ser usada por la vida vegetal. Bajo esta zona está la zona de saturación, que se extiende hasta una profundidad considerable, pero que depende de la estratigrafía, en la que los intersticios y grietas están completamente llenos con agua. La zona de saturación incluye (como en la fig. 5-32) una profundidad en la que el agua es retenida por tensión superficial, o zona capilar, y una zona inferior en la que el agua es libre de moverse, o fluir, bajo la influencia de la gravedad. La línea *freática* limita estas dos zonas y define el *nivel freático*. Para tener un pozo confiable o un arroyo permanente, es necesario sobrepasar el nivel freático; éste tiende a seguir el contorno de la superficie del terreno, elevándose bajo colinas y descendiendo debajo de los valles; además, tiende a estar cerca de la superficie en climas húmedos y a mayores profundidades en regiones áridas. Si el nivel freático no es recargado, el uso lo hace descender. La pendiente del nivel freático es el *gradiente hidráulico*. La fig. 5-33 ilustra el agua sub-

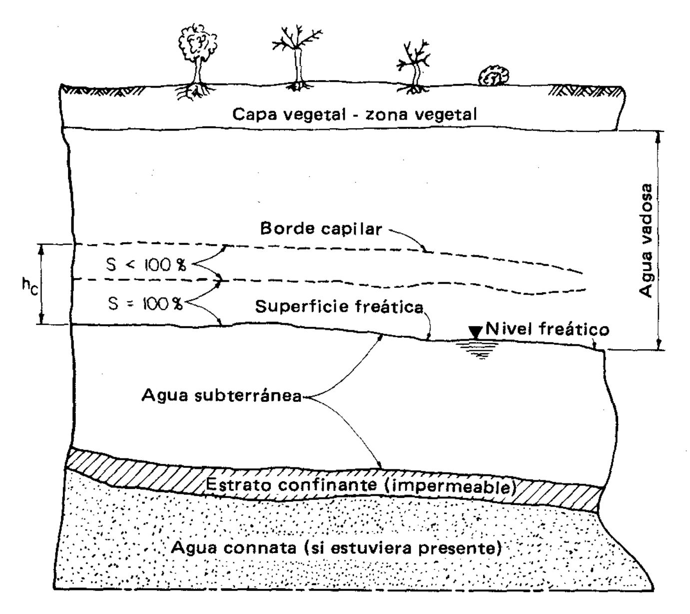


Figura 5-32 Perfil suelo-agua en el manto superior de la Tierra.

terránea y las condiciones de los ríos para recargarla (afluente) o extraerla (efluente).

A Acuíferos

Un material permeable a través del cual fluye realmente el agua subterránea se denomina *acuífero*. Los estratos de arena o de arena y grava son excelentes como materiales acuíferos debido a su gran porosidad y permeabilidad. La tabla 5-2 presenta una lista de valores típicos de la porosidad (valores de n) de diversos tipos de rocas. Algunas areniscas porosas son acuíferos importantes, tales como la arenisca de St. Peter en Illinois, Wisconsin y partes de Indiana, con entrada en Wisconsin; la arenisca de Dakota que subyace grandes

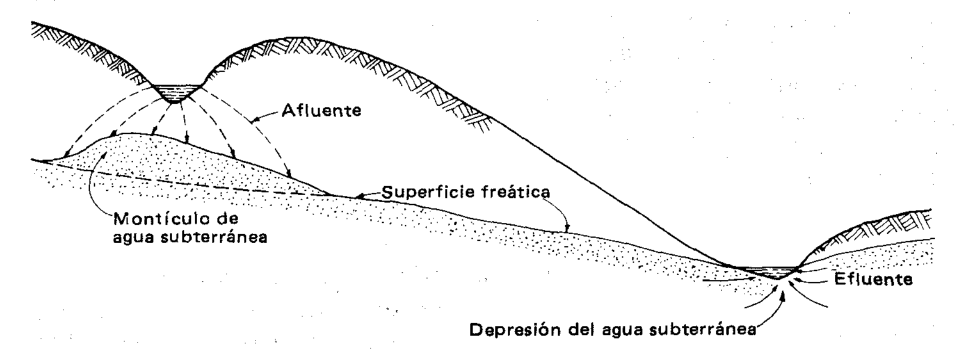


Figura 5-33 El agua subterránea y las corrientes (superficiales) de agua.

Tabla 5-2 Porosidades típicas de algunas rocas (según Leggett, 1962).

Tipo	n
Suelo y marga	< 60
Tiza	< 50
Arena y grava	25-35
Arenisca	10-15
Caliza oolítica	10
Caliza y mármol	5
Pizarra y lutita	4
Granito	1.5
Rocas cristalinas, en general	< 0.5

áreas de las Dakotas, Minnesota, Kansas, Nebraska y partes de Colorado con entrada cerca de las Black Hills de las Dakotas. Debe advertirse, sin embargo, que los materiales de alta porosidad pueden no ser buenos acuíferos. Los sedimentos del Río Mississippi a menudo tienen porosidades del orden de 80 a 90 por ciento, pero la permeabilidad es tan baja que se obtendría muy poca agua de un pozo. Esto es generalmente cierto para todos los limos, arcillas limosas, arenas muy finas limosas y/o arcillosas y suelos gredosos.

La caliza que se ha meteorizado lo suficientemente como para contener grandes cavidades por disolución, puede ser una excelente fuente de agua subterránea. La tiza es también una fuente excelente: fue la fuente de la primitiva agua artesiana extraída en Francia y suministra agua en forma considerable en la parte sur de Gran Bretaña. Generalmente las rocas ígneas, metamórficas y otras rocas sedimentarias son pobres acuíferos, a menos que estén muy agrietadas o fisuradas para proveer un depósito de agua y canales de flujo. La fig. 5-34 ilustra las condiciones para la provisión de agua de pozos o manantiales. El nivel freático "aislado" o ("colgado") de la fig. 5-35 es de común ocurrencia. En la situación de la fig. 5-35*b*, un pozo o un manantial puede ser intermitente. En las condiciones de la fig. 5-35*a*, el suministro puede ser permanente. Obsérvese no obstante, que un sondeo a través de la capa impermeable que contiene el nivel freático aislado, por falta de cuidado o diseño, puede permitirle drenar y echarse a perder permanentemente.

B Agua artesiana

El agua artesiana se obtiene de un acuífero que está sometido a presión hidrostática. Las condiciones necesarias para producir agua artesiana son las siguientes (vea también la fig. 5-36):

1. El agua debe estar contenida en una capa permeable, inclinada de tal manera que un extremo pueda obtener agua de la superficie del terreno.
2. El acuífero está tapado por una capa impermeable de arcilla, lutita u otra roca densa.

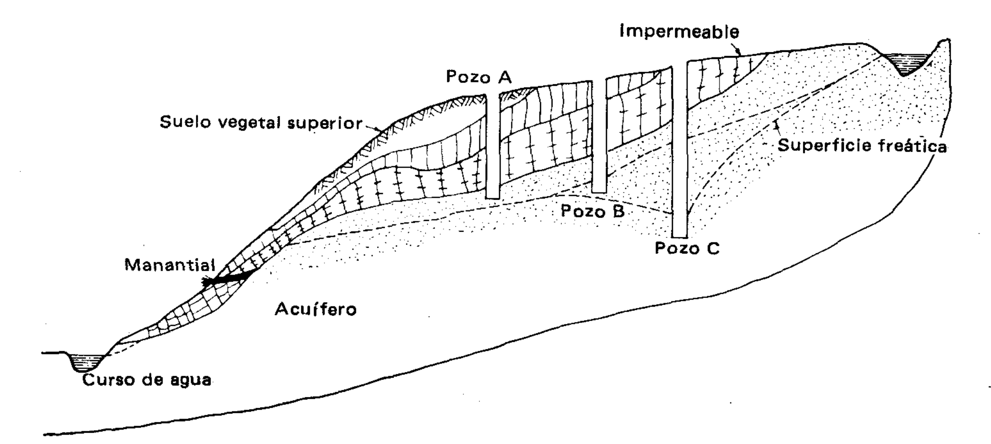


Figura 5-34 Condiciones para pozos, un manantial y un arroyo abastecidos por agua subterránea. El manantial fluye a través de una grieta en la capa impermeable superior y puede ser artesiano si aun subsiste altura de presión después de la pérdida de carga a través de la grieta. El pozo *A* está seco a menos que se eleve el nivel freático. El pozo *B* se convierte en no productivo cuando la extracción en el pozo *C* deprime el agua subterránea, tal como se ilustra.

3. El agua no puede escapar del acuífero ni lateralmente ni por el extremo inferior.
4. Hay suficiente presión en el agua confinada para elevar la superficie libre sobre el acuífero cuando es perforada por un pozo (o cualquier sondeo).

De treinta a cien años atrás, era fácil encontrar pozos artesianos, en los que el agua se derramaba por el pozo a la superficie del terreno. En el presente, debido al uso indiscriminado (o por ignorancia) y/o por haberse permitido el flujo continuado de los primitivos pozos artesianos, gran parte de

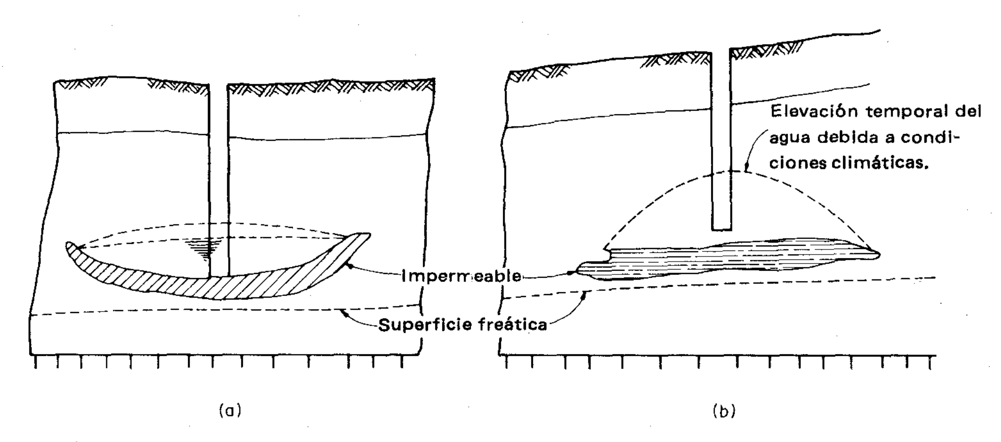


Figura 5-35 Dos condiciones diferentes que producen un nivel freático aislado. Obsérvese que en (*b*) el pozo puede secarse debido a una combinación de la producción y del drenaje natural.

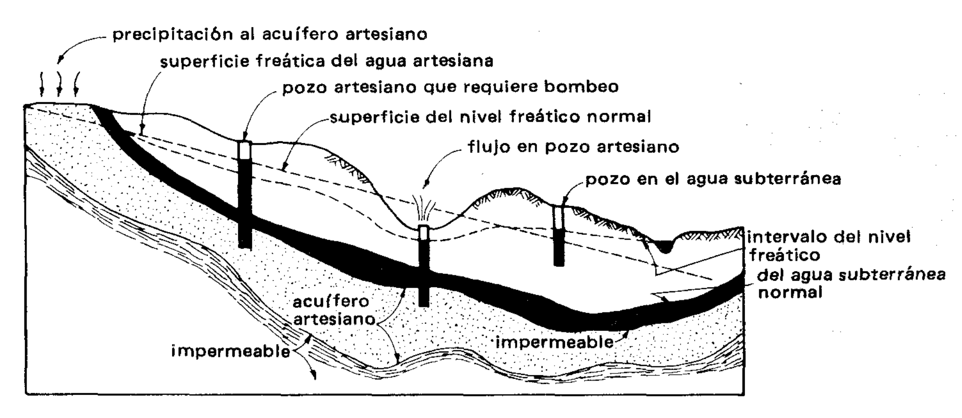


Figura 5-36 **Condiciones necesarias para el agua artesiana.**

los acuíferos ya no están bajo presión o la presión ha disminuido a tal punto, que el empleo de bombas se hace necesario. Esto representa la pérdida irreparable de un recurso natural ya que se estima que una reposición demora del orden de 150 a más de 1000 años.

C Descarga del agua subterránea

Grandes cantidades de agua subterránea son utilizadas mediante pozos hechos por el hombre. Probablemente aún mayores cantidades se pierden por filtración hacia lagos, océanos, ríos o por manantiales y a través de la evaporación ordinaria. Los manantiales (fig. 5-37) normalmente se encuentran en colinas o en los bordes de valles, pero pueden brotar debajo del mar, un lago o un río; pueden ser desde simples hilos de agua hasta grandes torrentes. La principal fuente de agua de la ciudad de Huntsville, Alabama, ha sido por años un gran manantial. Big Spring en Carter County, Missouri, descarga alrededor de $11m^3/s$. Silver Springs en Florida, que es un manantial artesiano, descarga unos $23m^3/s$. Thousand Springs a lo largo del río Snake en Idaho descarga cerca de $140m^3/s$ en los varios manantiales que forman los "mil manantiales". Varios ríos y numerosos cursos de agua menores se originan como manantiales.

Un manantial *mineral* es un manantial con considerable contenido mineral, que da al agua un sabor característico (toda agua subterránea contiene algunos minerales disueltos). En regiones volcánicas, se encuentran manantiales calientes o, como en el caso de Hot Springs, Arkansas, o en el de Warm Springs, Georgia, son originados por la elevación de agua artesiana desde una gran profundidad, en la que puede presumirse que una intrusión ígnea profunda ha calentado la roca y el agua de sus alrededores. Estos manantiales pueden formarse por la existencia de aguas artesianas que fluyen a través de una grieta en la roca confinante.

Los *géiseres* son manantiales calientes con erupciones intermitentes; se encuentran en áreas de volcanismo decreciente, en las que hay disponible

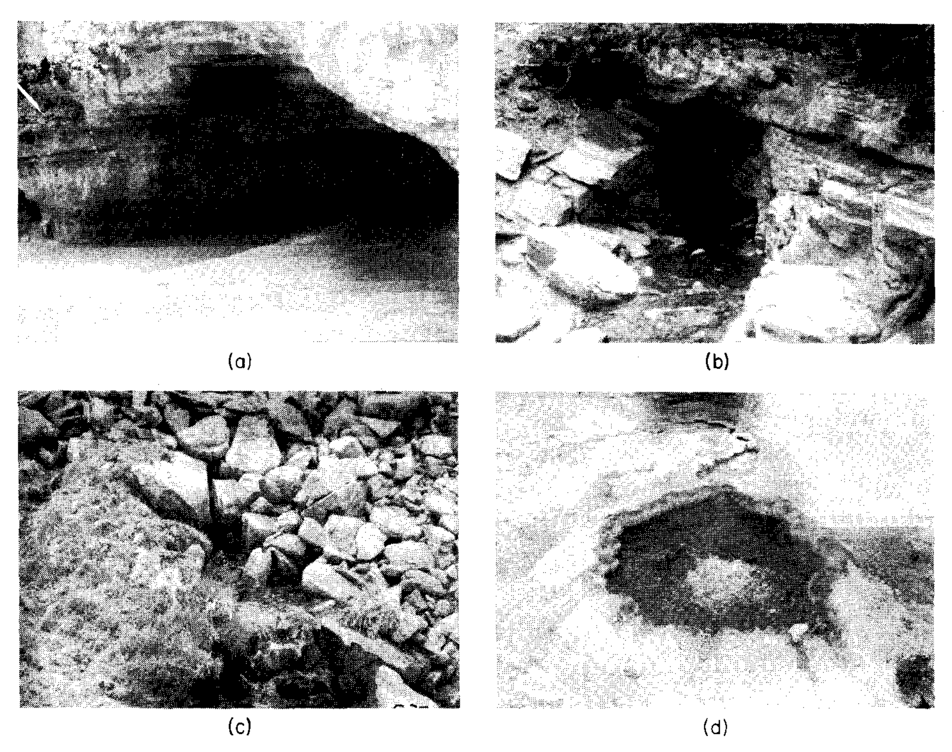


Figura 5-37 Varios manantiales. (*a*) Manantial de una caverna en caliza cerca de Decatur, Ala. Es de alrededor de 3.5 m de ancho por 1.5 m de profundidad. La magnitud del flujo es de cerca de 0.15 m/s. (*b*) Manantial de un hoyo en caliza cerca de Roanoke, Va. El flujo es de aproximadamente 0.25 cm/s. (*c*) Manantial a través de escombros de falda en Montana. (*d*) Manantial caliente. Pueden observarse burbujas de vapor. El manantial está rodeado de caliza travertina y fluye hacia el pequeño canal que se ve al fondo.

una gran fuente de calor. Las regiones notables de géiseres incluyen el Parque Nacional de Yellowstone en Wyoming. North Island de Nueva Zelandia, Islandia, Chile y otros países.

Los manantiales *intermitentes* o de *tiempo lluvioso* fluyen durante períodos de tiempo húmedo cuando las lluvias elevan el nivel freático a suficiente altura. A medida que el nivel freático retrocede, el manantial deja de fluir. Estos manantiales son molestos en la construcción de caminos (véanse las figs. 5-8*a* y 5-15*a*) y se encuentran en sitios en los que el cambio de las características naturales ha alterado la topografía, de tal manera que se forman manantiales en las nuevas áreas expuestas y en las calles o al nivel de los subterráneos de las casas. Estas condiciones ocasionan roturas tempranas de pavimentos y manchas visibles de humedad en las calles después de lluvias intensas o en manantiales debidos a la recarga del agua subterránea por nieve derretida. Los anteriores manantiales se traducen en sótanos húmedos hasta que el flujo es interceptado, lo que puede ser particularmente costoso de corregir si el subterráneo fue construido durante el tiempo seco de tal forma que el manantial no era evidente.

En regiones áridas el agua subterránea, generalmente como vapor de agua, es atraída hacia arriba, a la superficie, en donde se evapora, dejando atrás una película de sales disueltas. Estos depósitos son denominados *álcalis* (sales de gusto amargo) y también *caliche** (depósitos de carbonato de calcio en forma de costras). Algunos de estos depósitos pueden arruinar la tierra agrícola y tienden a formarse en donde la tierra es irrigada y la cantidad de agua de irrigación no es suficiente para lixiviar estos materiales hacia el horizonte *B*.

D Erosión por agua subterránea

El agua subterránea es un agente erosivo efectivo porque está cargada con ácido carbónico (contenido en el agua de lluvia) que disuelve las rocas carbonatadas tales como caliza, dolomita, mármol, sal de roca y yeso. La caliza, que se encuentra en muchos lugares, tiende a experimentar con mayor intensidad los efectos de la erosión subsuperficial.

Mientras el agua filtra al interior de la tierra a través de grietas en la roca, la acción química y física del agua agranda las grietas. Esto tiende a aislar las rocas en bloques y a formar cavidades alrededor y dentro de ellas, en las que el agua drena. Mediante este proceso, se forman grandes cavernas. Donde las cavidades son más reducidas en extensión, la superficie puede hundirse formando *sumideros*. Cuando las bocas de salida son adecuadamente taponadas u obstruidas, se pueden formar pequeños lagos que posteriormente pueden ser rellenados con sedimentos. Un área con muchos sumideros se denomina zona *cárstica*, así designada por una región de Italia y Yugoslavia con esta topografía característica. Las regiones cársticas en los Estados Unidos incluyen el Valle del Shenandoah en Virginia, el sur de Indiana, y la parte norte central de Kentucky; partes de Missouri en el área de las Montañas de Ozark y las zonas centrales de Florida.

Las áreas cársticas deben ser tratadas con precaución ya que escoger como lugar de cimentación un sumidero potencial o un sumidero que ha sido rellenado con sedimentos puede conducir a un desastre. Estos sumideros, a menudo menores de 10 000 m^2 en planta (del orden de 3 a 6 m de profundidad inicial), pueden ser no detectados en un programa de exploración de suelos, a menos que el ingeniero reconozca que el área contiene estos sumideros rellenados.

Los precipitados del agua subterránea pueden rellenar grietas o fisuras para formar vetas minerales. Las vetas de calcita y de cuarzo son comunes y pueden contener concentraciones de minerales metálicos tales como cobre, plata y oro.

---

*En Chile y otros países se denomina *caliche* a costras que contienen nitrato de sodio o potasio y que constituyen la materia prima natural para la elaboración del salitre. *N.* del *T.*

E Recarga del agua subterránea

La mayor parte de la recarga del agua subterránea se obtiene por medio de precipitaciones. Para el nivel freático normal en áreas húmedas, la recarga por medio de esta modalidad tiende a igualar la extracción con la remoción. En años lluviosos, el nivel freático puede aún ascender, y durante los períodos secos registrar algo de pérdida.

En donde la captación de agua subterránea es particularmente intensa, como en áreas de gran población o de altas densidades industriales, el nivel freático puede sufrir daño irreparable a menos que se utilicen métodos artificiales de recarga, tales como la reinyección de aguas usadas en el acuífero por medio de pozos o lagunas de recarga, cuyos fondos comuniquen con el acuífero o con el bombeo de agua de río al acuífero.

5-17 FUENTES DE INFORMACION GEOLOGICA

Del estudio de los conceptos geológicos y de las fotografías que ilustran estos conceptos, se desprende que muchas características de la formación del terreno son más regionales que locales. La identificación de las características a gran escala a menudo requiere del estudio de un plano o, al menos, de una vista oblicua desde arriba. En muchos casos no es posible tener una perspectiva desde una colina o una montaña y, a menudo, durante las estaciones de cultivo, el crecimiento de las plantas oscurecerá la geología.

En virtud de estos varios problemas, a menudo es necesario obtener fotografías aéreas de la zona o información topográfica del cuadrante necesario. Las fotografías aéreas pueden obtenerse en las entidades apropiadas de cada país. Muchas, si no todas, tienen la ventaja de que han sido preparadas para observación estereoscópica (en pares adyacentes).

5-18 RESUMEN

Este capítulo ha presentado muchos datos y términos geológicos. Los términos han sido escritos en letra bastardilla para facilitar su ubicación, pero no se espera que el lector los aprenda, ni tampoco es totalmente necesario.

El lector debe tener un conocimiento de:

1. Los principales minerales que forman la tierra.
2. El intervalo de las gravedades específicas que componen la masa de la tierra.
3. Los tres grupos de roca (ígnea, sedimentaria y metamórfica) y el modo de formación de cada uno.
   a. Reconocer el granito, el gabro, el basalto y el feldespato.
   b. Reconocer la lutita, la arenisca, algunas calizas y el carbón.
   c. Reconocer el mármol, la cuarcita y la pizarra.
4. Los procesos de meteorización de la roca para producir depósitos de suelo *residuales* y *transportados*.

5. El papel de los glaciares y los depósitos glaciales típicos.
6. El papel del viento y los depósitos eólicos típicos.
7. El papel del agua y los depósitos fluviales típicos.
8. El agua subterránea, su formación, el concepto de nivel freático, desarrollo de pozos de agua, fuentes de manantiales y desarrollo del agua artesiana.
9. El papel del agua subsuperficial en la erosión.

El lector debe complementar este capítulo con un buen libro de texto de geología. Adicionalmente a los textos usuales y numerosos en geología general, el lector debería saber que hay textos que describen la geología de los diversos continentes, como también los que consideran separadamente la glaciación y la geomorfología regional o local (formaciones del terreno).

El lector debe desarrollar el hábito, en donde quiera que surja la oportunidad, de observar formaciones de suelos y de rocas, utilizando los perfiles expuestos tanto en cortes de carreteras como en la topografía natural y los de cursos de aguas. Debe observar las rocas expuestas en la superficie del terreno y en lechos de ríos, intentar identificarlas o ambos.

PROBLEMAS

5-1 ¿Por qué hay rocas ígneas de grano fino mientras otras son de grano grueso?

5-2 Discutir el perfil típico que se obtendrá en una morrena final o terminal.

5-3 ¿Qué tipo de perfil puede obtenerse en un ésker? ¿Por qué?

5-4 ¿Por qué es preferible el suelo del horizonte B al material del horizonte C?

5-5 ¿Por qué el concepto suelo-horizonte no es aplicable a suelos transportados?

5-6 Hacer un croquis de las condiciones necesarias para que un sondeo a través de un nivel freático aislado sea capaz de drenarlo.

5-7 Bosquejar las condiciones necesarias para las que un sondeo a través de una excavación necesite ser taponado a fin de que la excavación pueda ser ejecutada.

5-8 Bosquejar las condiciones que muestren cómo en un programa de exploración del suelo puede no detectarse una vega o pantano rellenado naturalmente y que corresponde a una vuelta abandonada de un río.

5-9 Bosquejar las condiciones que muestran cómo un programa de exploración puede no detectar su sumidero sedimentado interiormente. Explique cómo discerniría que está en un área de sumideros rellenados.

5-10 Explicar cómo podría aumentar el rendimiento de un pozo en una formación de tiza que tiene 1.5 m de diámetro. Sugerencia: ¿Qué es una galería de extracción?

5-11 Explicar cómo podría distinguir entre un drumlin y un montículo de tierra meteorizada.

5-12 Explicar cómo podría distinguir una topografía morrénica escarpada de una meteorización corriente de suelo residual.

5-13 ¿Cómo procedería a identificar un área de fallas en rocas?

5-14 ¿Cuáles son los diversos problemas que pueden desarrollarse en roca agrietada?

5-15 Obtener un boletín de levantamientos geológicos de su estado, provincia o departamento (si estuviera disponible) y escribir una descripción general de la geología del área asignada.

Capítulo 6

Estructura del suelo y minerales arcillosos

6-1 SUELOS Y FORMACION DEL SUELO

El capítulo 4 consideró al suelo en términos de si era cohesivo o no. Estas clasificaciones se apoyaron en una descripción visual del grano, junto con las propiedades índices de consistencia para describir el suelo como grava, arena, limo, arcilla, o una mezcla como arcilla arenosa, arena limosa, etc.

El capítulo 5 consideró la formación del suelo como un proceso geológico cíclico a partir de la meteorización de las rocas. Se consideró que el suelo era residual o transportado y se estudiaron con algún detalle los agentes de transporte y los depósitos resultantes.

Este capítulo examinará el suelo en razón de su composición, estructura y, en el caso de la arcilla, considerará los minerales arcillosos y su muy importante influencia en el comportamiento del suelo. En este punto, el suelo se puede definir como sigue:

1. El material no consolidado de la corteza terrestre utilizado para construir sobre él o usado como material de construcción.
2. Los materiales sueltos o no consolidados producidos por la meteorización de las rocas y que cubren la roca basal.

Además del suelo, la roca basal situada a poca profundidad es a menudo de interés para el ingeniero geotécnico, particularmente en razón de su calidad.

6-2 ESTRUCTURA DEL SUELO Y TEXTURA DE LAS ARCILLAS

La *estructura del suelo* es tanto el arreglo geométrico de las partículas o granos minerales, como las fuerzas entre partículas que pueden actuar sobre

ellas. La estructura de un suelo incluye la gradación, el arreglo entre partículas, la relación de vacíos, los agentes ligantes y las fuerzas eléctricas asociadas. La estructura es la propiedad que produce una respuesta a los cambios exteriores ambientales, tales como cargas, agua, temperatura y otros factores.

El término *textura* es un término introducido más recientemente (a mediados de la década de 1960) a fin de describir la "estructura" de las arcillas. La textura señala el arreglo geométrico de las partículas minerales en una masa de arcilla, tal como se observa mediante microscopios ópticos o electrónicos. El arreglo geométrico incluye el espaciamiento entre partículas y las distribuciones de tamaños de los poros.

6-3 ESTRUCTURA DE UN SUELO GRANULAR

El ordenamiento de las partículas individuales en un suelo granular puede recibir el nombre de *arreglo* (*packing* en inglés*). El arreglo de granos de suelos o de cualquier otro medio particulado, está fuertemente influido por la distribución del tamaño de las partículas y por su forma.

La fig. 6-1*a* ilustra el arreglo ideal de esferas en un volumen que tiene el espesor de una esfera. En la fig. 6-1*b*, se ha ordenado el mismo número de esferas en una configuración más densa denominada arreglo rómbico. De acuerdo con consideraciones teóricas —que son sencillas para el arreglo cúbico simple de la fig. 6-1*a*— si ajustamos bolas dentro de un cubo de lado = $2R$, obtenemos

	Volumen	Peso unitario	Relación de vacíos
Cúbico simple	$8R^3$	$\frac{\gamma\pi}{6}$	0.91
Rómbico	$4\sqrt{3}\,R^3$	$\frac{\gamma\pi}{3}\sqrt{3}$	0.65
Piramidal	$4\sqrt{2}\,R^3$	$\frac{\gamma\pi}{4}\sqrt{2}$	0.35

Este intervalo representa la relación de vacíos máxima y mínima teórica de cualquiera masa particulada consistente en esferas iguales, de radio R.

La fig. 6-2*a* ilustra la distribución granulométrica ideal para un arreglo óptimo. Las aproximaciones a esta situación son deseables en muchos pro-

*También puede recibir el nombre de *empaque* (*N*. del *T*.)

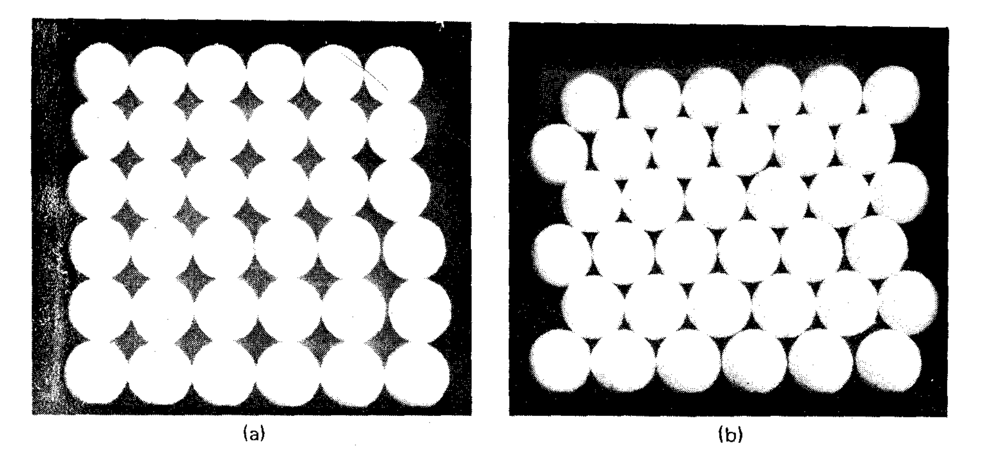
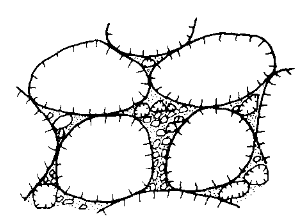


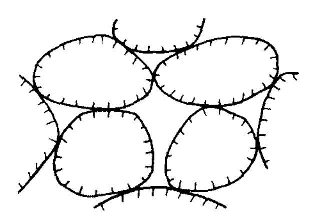
Figura 6-1 Fotografías que ilustran un arreglo ideal de esferas. (*a*) Arreglo cúbico simple; (*b*) arreglo o empaque rómbico con el mismo número de esferas ocupando un menor volumen.

blemas de ingeniería geotécnica, en los que la estabilidad es punto delicado. Estos problemas incluyen típicamente los rellenos para caminos y ferrocarriles, diques y presas en los que un arreglo óptimo (entiéndase: densidad máxima) tiende a desarrollar la máxima resistencia al corte y el mínimo asentamiento.

En los suelos reales rara vez se da una distribución ideal de partículas; sin embargo, el arreglo de la fig. 6-2*a* establece el límite superior, mientras el arreglo de la fig. 6-2*b* establece el límite inferior obtenido por "un" tamaño de partículas. Debe observarse que con esferas iguales la variación del peso unitario es independiente del radio de la esfera; en un suelo real la variación de γ dependerá tanto de "un" tamaño, como del valor numérico de aquel tamaño. Esto se debe tanto a que el "tamaño" no es uniforme como también a que el "tamaño" es un intervalo de tamaños de partículas que han pasado una abertura de malla y que han sido retenidas en una malla menor.



(a) Arreglo ideal con partículas que varían de grande a pequeño (distribución granulométrica bien gradada).



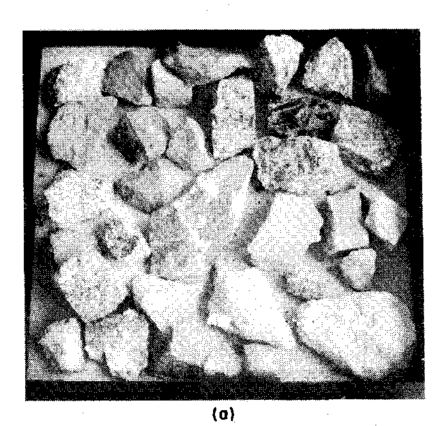
(b) La misma estructura de partículas grandes como en (a) pero los tamaños pequeños han sido removidos (pobremente gradada).

Figura 6-2 Empaque de partículas.

Las consideraciones geotécnicas, como se dijo anteriormente, requieren de un arreglo óptimo de partículas. En éste, la resistencia al corte se aumenta debido a que hay mayor contacto entre partículas que suministran soporte lateral adicional. La comprensión o asentamiento son reducidos, ya que hay una menor cantidad disponible de huecos o vacíos del suelo para permitir un cambio de volumen. Además, con el arreglo existe una menor tendencia de las partículas a reajustarse a nuevas posiciones de equilibrio bajo tensión. En un lugar de cimentación formado por un depósito granular suelto, será necesario aumentar el arreglo mediante compactación. En donde el depósito es superficial, puede usarse un compactador vibratorio. Para depósitos profundos, puede usarse la vibroflotación (un aparato vibratorio) o pueden hincarse y/o extraerse pilotes. En cualquier caso, la energía se usa para desplazar las partículas a una configuración más densa.

6-4 OTRAS CONSIDERACIONES ACERCA DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO GRANULAR; DENSIDAD RELATIVA

El suelo sin cohesión tiende a formar una estructura *granular simple*, la cual puede ser suelta (fig. 6-3*a*) o densa (o bien arreglada) como se ilustra en la fig. 6-3. Las estructuras granulares simples se forman cuando los granos de suelo sedimentan independientemente en una suspensión suelo-agua, a diferencia de la sedimentación por "floculación" (ver sec. 6-7). Generalmente, las partículas mayores de cerca de 0.01 mm formarán estructuras granulares simples. Este tamaño es lo bastante grande como para que las fuerzas inter-


(a)

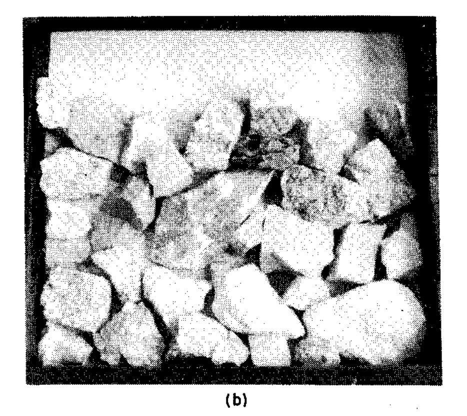

(b)

Figura 6-3 Estructura de suelo granular simple en un caso real. Téngase presente, sin embargo, que los depósitos geológicamente envejecidos en el terreno contienen formaciones en los puntos de contacto (cementación) de precipitados de calcio, hierro, magnesio, aluminio, etc., sales u óxidos. (*a*) Estructura suelta; (*b*) suelo de (*a*) reacondicionado en una configuración más densa.

particulares y las fuerzas iónicas del agua sean insuficientes para vencer las fuerzas gravitacionales que actúan en los granos de suelo. Los montones de limo puro, arena, grava o mezclas de arena limosa, grava arenosa, etc., son estructuras granulares simples. Las partículas muy pequeñas, del orden de 0.001 mm y menores, son *coloides*. Los coloides son lo suficientemente pequeños como para ser más afectados por las fuerzas interparticulares e iónicas en suspensiones suelo-agua, que por las fuerzas gravitacionales. Los minerales arcillosos son partículas menores de 0.002 mm pero su comportamiento es tal, que serán considerados separadamente.

Los suelos que verdaderamente no tienen cohesión, sólo pueden ser encontrados en depósitos de suelos transportados, en los que el viento o el agua ha removido los contaminantes coloidales o de minerales arcillosos o de ambos. Los depósitos sin cohesión típicos incluyen bancos de arena y grava en corrientes de agua, depósitos aluvionales glaciales selectos, algunos drumlines y éskeres (discutidos en el cap. 5), arenas de dunas y playas, y depósitos similares. A veces se pueden lavar otros depósitos para remover los materiales cohesivos y producir arenas y gravas.

Ciertas condiciones de depósito pueden producir una estructura muy suelta del suelo (inestable). Este tipo de estructura puede ser capaz de resistir una carga estática substancial, pero puede sucumbir bajo cargas dinámicas o vibratorias relativamente pequeñas. Es probable que geológicamente este tipo de estructura se haya formado por un flujo de aguas en el depósito en dirección vertical aguas arriba, el que después ha disminuido gradualmente o desaparecido por entero. La disminución del flujo de agua permitió que las partículas de suelo se depositaran en una estructura muy suelta. La exploración del suelo puede no detectar esta condición, ni tampoco una muestra de laboratorio preparada a la misma relación de vacíos produce necesariamente el mismo comportamiento. Un examen cuidadoso de la evidencia geológica puede dar una indicación del problema potencial. La observación cuidadosa del ensayo de penetración puede dar también una indicación, ya que los primeros golpes del ensayo podrían originar un colapso del suelo y una relativa gran penetración por golpe; en los golpes posteriores, probablemente la relación de penetración sea menor.

En donde los granos del suelo son de alrededor de 5 a 0.05 mm (arena gruesa a fina), la presencia de pequeñas cantidades de agua puede alterar considerablemente el comportamiento de ingeniería. La tensión superficial del agua en condiciones de $S \ll 100$ por ciento es suficiente para restringir el movimiento de las partículas en este intervalo de tamaños, produciendo una "cohesión aparente", que desaparece cuando el suelo se seca. Prácticamente, la cohesión aparente permite cortes casi verticales en arena o una mayor movilidad de vehículos con neumáticos sobre arena húmeda. La cohesión aparente inhibe el reordenamiento o produce lo que comúnmente se denomina *abultamiento* (o *entumecimiento*). La fig. 6-4 ilustra cualitativamente tal efecto en el peso unitario. A un contenido de agua cero, el peso unitario está cercano al máximo posible para cierto consumo de energía. A contenidos de

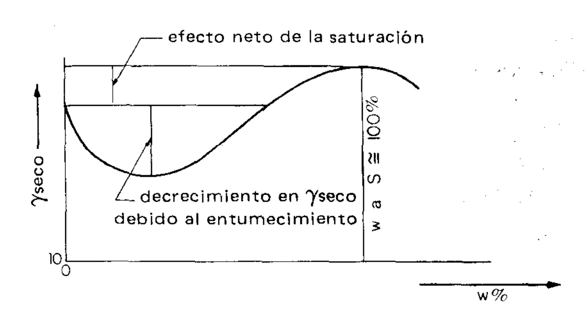


Figura 6-4 Efecto cualitativo del abultamiento en el peso unitario seco. Llevando el contenido de humedad a $S = 100$ por ciento, se obtiene el peso unitario seco máximo.

agua intermedios, el abultamiento, o acumulación de tensión superficial, restringe el movimiento de partículas y el peso unitario decrece. A medida que se agrega más agua, algunos de los poros llegan a saturarse, con pérdida de tensión superficial y aumento de la compacidad. A $S = 100$ por ciento, se pierde todo el efecto de la tensión superficial y junto con cierto efecto de lubricación en las partículas, se obtiene el peso unitario máximo. En operaciones de densificación en terreno, en las que agregar agua no afecta en forma perjudicial al suelo adyacente, el inundar una arena (para asegurar $S = 100$ por ciento) ayudará considerablemente a aumentar el peso unitario.

El arreglo óptimo de un suelo granular resulta en peso unitario más alto y relación de vacíos (o índice de huecos) mínima, e_{min}. Recíprocamente, un arreglo (o compacidad) mínimo resulta en el estado más suelto y relación de vacíos máxima, e_{max}. El estado más suelto se obtiene aproximadamente vertiendo arena seca (Bowles, 1978) en un molde calibrado. A veces, se permite que la arena caiga a través de agua para producir peso y volumen conocidos. Con G_s, el volumen del molde y el peso del suelo en el molde, se calcula fácilmente la relación de vacíos. El estado más denso se obtiene por vibración de una masa confinada de arena y midiendo el volumen. La tabla 6-1 da

Tabla 6-1 Valores típicos de e_{max}, e_{min} y pesos unitarios para varios suelos.

	Suelto			Denso		
	Peso unitario seco	e_{max}†	ϕ‡	Peso unitario seco	e_{min}†	ϕ‡
Grava	16.0–18.0	0.62–0.44	32–36°	18.0–20.0	0.44–0.30	35–50°
Arena gruesa	15.0–17.5	0.73–0.50	32–38	17.5–19.6	0.50–0.33	35–48
Arena arcillosa	14.0–16.5	0.86–0.58	28–32	16.5–18.5	0.58–0.40	35–40
Arena limosa	12.6–15.5	1.05–0.68	28–32	15.5–17.5	0.68–0.49	32–38
Arena fina	14.0–18.5	0.86–0.40	27–33	15.5–18.0	0.68–0.44	33–39
Grava arenosa	15.0–18.0	0.73–0.44	30–38	18.0–22.0	0.44–0.18	36–45
Arena gravosa	15.0–18.0	0.73–0.44	30–38	18.0–22.5	0.44–0.16	36–50
Limo	14.0–15.5	0.86–0.68	20–30	15.5–17.5	0.68–0.49	25–32

† Depende de G_s.
‡ Use los valores más altos para partículas angulares.

algunos intervalos de las relaciones de vacíos y de otros datos para diferentes suelos, como indicación de los valores que se podrían obtener. Los valores tabulados indicados son aceptables para un diseño preliminar, pero nunca deben ser utilizados para ningún diseño final.

La *densidad relativa* es una medida de la relación de vacíos in situ e_n, referida a los valores de laboratorio de los índices de huecos máximo y mínimo, como

$$D_r = \frac{e_{max} - e_n}{e_{max} - e_{min}} \tag{6-1}$$

La densidad relativa también puede expresarse en función de los pesos unitarios secos máximo (γ_{max}), mínimo (γ_{min}) e in situ (γ_n) como

$$D_r = \frac{\gamma_{max}}{\gamma_n} \frac{\gamma_n - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \tag{6-2}$$

Esta ecuación es preferible a la (6-1), debido a la mayor facilidad para determinar los pesos unitarios y porque no requiere de una determinación de la gravedad específica. Los primeros investigadores atribuyeron considerable importancia a la densidad relativa; ellos intentaron relacionar varias propiedades del suelo, tales como la relación de vacíos, y el ángulo de fricción interna, y así, indirectamente, las características de deformación y resistencia con esta propiedad índice. La densidad relativa se usa a veces en el presente en estudios de licuación (sec. 14-7) como requerimiento para la especificación de la densidad en terreno y para evaluar la capacidad que poseen para la cimentación los materiales granulares in situ.

La razón principal para emplear la densidad relativa es que el muestreo sin perturbación de arenas sin cohesión y de gravas in situ es casi imposible; en consecuencia, el ensayo de penetración se emplea ampliamente. Existe en la actualidad una cimentación compuesta por numerosos datos —aunque con una dispersión considerable— que relacionan ensayos de penetración con la densidad relativa. La tabla 6-2 proporciona algunos ensayos sencillos de terreno, que pueden ser usados para calcular la D_r.

Un gran volumen de investigación —las últimas han sido publicadas en ASTM (1973)— indica que la D_r no es una propiedad índice del suelo muy confiable. Es muy posible que para dos arenas con valores idénticos, in situ, de las relaciones de vacíos e_n y de la D_r se tenga un comportamiento de ingeniería significantemente diferente, debido a las diferencias en la forma del grano, la cementación, el confinamiento y la estratificación resultantes de la depositación y de la historia de tensiones.

Como la D_r depende de la determinación en laboratorio de γ_{max} y de γ_{min} o de las relaciones de vacíos correspondientes, puede resultar un error apreciable si las determinaciones de ambos valores no son lo suficientemente precisas. Por lo general, una determinación estadística de γ_{max} producirá un valor más consecuente (promedio o desviación estándar) alrededor de 0.45 kN/m^3 más pequeño y, recíprocamente, para el peso unitario mínimo un valor de alrededor de 0.45 kN/m^3 más grande.

Tabla 6-2 Términos e identificación en terreno de la densidad relativa

Condición del suelo†	D_r	Identificación de terreno
Muy suelta	0–0.20	Fácilmente indentada con el dedo pulgar o el puño
Suelta	0.20–0.40	Menos fácilmente indentada con el puño. Fácilmente paleada
Mediana	0.40–0.70	Paleada con dificultad
compacta	0.70–0.90	Requiere aflojamiento con pico para paleo a mano
Muy compacta	0.90–1.00	Requiere de explosivos o de equipos pesados para aflojar

†No todos los especialistas están de acuerdo con la terminología para describir la condición del suelo ni con el valor de D_r al cual se aplica. Estos valores son tan buenos como los mejores propuestos y pueden ser usados con confianza, dada la naturaleza subjetiva de las propiedades índices.

Esto se ilustra en el ejemplo siguiente.

Ejemplo 6-1 El autor, junto con un grupo de 10 estudiantes, ensayó en el laboratorio una arena gravosa, de mediana a gruesa. Cada estudiante realizó tres ensayos para los pesos unitarios máximos y mínimos e informó los valores extremos obtenidos (no el promedio). La arena fue devuelta al recipiente y bien mezclada para uso posterior. Los datos fueron los siguientes (los valores de Δ fueron calculados posteriormente para obtener la desviación estándar $\bar{\sigma}$):

Ensayo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_{min}	14.36	14.58	15.02	15.12	14.78	14.51	14.40	15.08	15.15	14.43
Δ	0.0	0.22	0.66	0.76	0.42	0.15	0.04	0.72	0.79	0.07
γ_{max}	18.57	18.70	18.86	18.39	18.50	18.32	18.45	18.42	18.49	18.75
Δ	0.29	0.16	0.0	0.47	0.36	0.54	0.41	0.44	0.37	0.11

SE REQUIERE Calcular la desviación estándar y el error en la D_r si el valor in situ de $\gamma_n = 16.0$ kN/m^3.

SOLUCION La desviación estándar se cálcula sobre la base de los valores máximo y mínimo del peso unitario, no con el promedio, ya que por definición la D_r se basa en los valores extremos. Con este concepto, se obtienen los valores Δ: la diferencia entre el peso unitario más pequeño de 14.36 y los otros nueve valores; en consecuencia

$$14.58 - 14.36 = 0.22$$

Análogamente, con el máximo γ, obtenemos

$$18.86 - 18.57 = 0.29$$

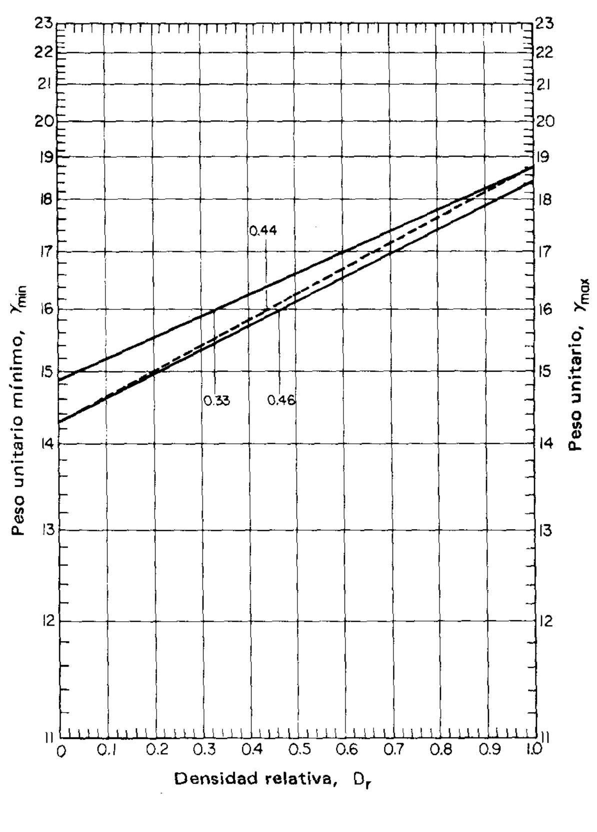
La desviación estándar se obtiene

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum (\Delta^2)}{9}} = 0.52 \quad \text{para } \gamma_{min}$$

y 0.37 para γ_{max}. Por lo tanto, se podría esperar que en promedio el peso unitario mínimo variase

$$\gamma_{min} = 14.36 + 0.52 \text{ kN/m}^3$$

(intervalo de 14.36 hasta 14.88.)



Muy suelta	Suelta	Mediana compacidad	Compacta	Muy comp

Figura E6-1

Como es necesario investigar el intervalo de los valores de γ_{min} y γ_{max}, será útil hacer un gráfico de la D_r contra γ, tal como se ha mostrado. La escala se ajusta de tal forma que la curva sea lineal, ya que la ec. (6-2) traza una curva. Se ajusta la escala del peso unitario, de una vez por todas, al obtener el intervalo de γ y calcular la D_r para el incremento de la escala; el espaciamiento de este incremento se obtiene de tal manera que la pendiente sea constante, usando un incremento constante para la escala de la D_r. Por ejemplo, para el incremento en el peso unitario de 11 a 12, el espaciamiento puede ser de 30 mm; entonces, para 12 a 13 úsese 25 mm; para 13 a 14, 22,9 mm; etc. Esto se ilustra en la fig. E6-1.

De la fig. E6-1 obtenemos el valor "verdadero" de la D_r (suponiendo que γ_n = 16.00 es exacto) de 0.44 y valores extremos de 0.46 y 0.33, respectivamente. El error máximo probables es

$$\text{Error probable} = \frac{0.44 - 0.33}{0.44} \times 100 = 25\%$$

6-5 ESTRUCTURA DE SUELOS COHESIVOS

Puede definirse un suelo cohesivo como una agregación o colección de partículas minerales que tiene un índice de plasticidad definido por los límites de Atterberg y que forma una masa coherente al secarse, de tal forma que se requiere una fuerza para separar los granos microscópicos individuales. Los ingredientes necesarios para dar cohesión a un depósito de suelo son los *minerales arcillosos*, a veces denominados materiales arcillosos. El grado de cohesión depende de los tamaños relativos y de las cantidades de diversos granos de suelos y materiales arcillosos presentes. Generalmente, cuando más del 50 por ciento del depósito está formado por partículas de 0.002 mm y menores, el depósito se llama "arcilla". Con este porcentaje relativo, las partículas mayores del suelo están suspendidas en una matriz de suelo fino. Cuando 80 a 90 por ciento del material del depósito es menor que la malla No. 200 (0.075 mm), una pequeña cantidad, 5 a 10 por ciento de arcilla, puede dar al suelo el nombre de cohesivo.

Rara vez existe en estado natural un depósito de pura arcilla; está casi siempre contaminada con limo y/o partículas de arena fina, así como también con tamaños coloidales (< 0.001 mm). Los coloides, a veces llamados polvo de roca, son el subproducto de la abrasión de la roca y no poseen propiedades de los minerales arcillosos (sec. 6-6) aunque el intervalo de los tamaños sea similar.

La descripción completa de la estructura de un suelo cohesivo de grano fino requiere de un conocimiento de las fuerzas interparticulares y del arreglo geométrico o textura de las partículas. Es casi imposible medir los campos de fuerzas que rodean directamente partículas de arcilla; en consecuencia, la textura es el principal foco en los estudios de suelos cohesivos. De los estudios de la textura, se hacen estimaciones teóricas o tentativas de las fuerzas

interparticulares. Las fuerzas entre partículas parecen originarse de tres tipos diferentes de cargas eléctricas:

1. *Enlaces iónicos*. Enlaces debidos a una deficiencia de electrones en las capas exteriores de átomos que componen las unidades básicas del suelo.
2. *Enlaces que van der Waals*. Enlace debido a alternaciones en el número de electrones en cualquier instante a un lado del núcleo atómico.
3. *Otros*. Incluye enlaces de hidrógeno y la atracción gravitacional entre dos cuerpos.

Recientes estudios de suelos arcillosos con el microscopio electrónico de barrido (MEB) muestran que las partículas individuales de arcilla están agregadas o floculadas en unidades de textura submicroscópicas, denominadas *dominios*[1] por numerosos y recientes investigadores (Yong y Sheeran, 1973; Collins y McGown, 1974). A su vez, los dominios se agrupan para formar grupos submicroscópicos llamados *grumos*[2]. Estos agrupamientos son debidos a las fuerzas entre partículas que actúan en las pequeñas unidades básicas. Los grumos se agrupan entre sí para formar *pedones*[3] y grupos de pedones de tamaños macroscópicos. Los términos no científicos para denominar los pedones incluyen los "terrones" de suelo y las "agregaciones" de suelo. Los pedones y otras características macroestructurales, tales como grietas y fisuras, constituyen la estructura macrofabril del suelo. Un esquema de este sistema se ilustra en la fig. 6-5. Empleando la técnica del MEB, las fotografías

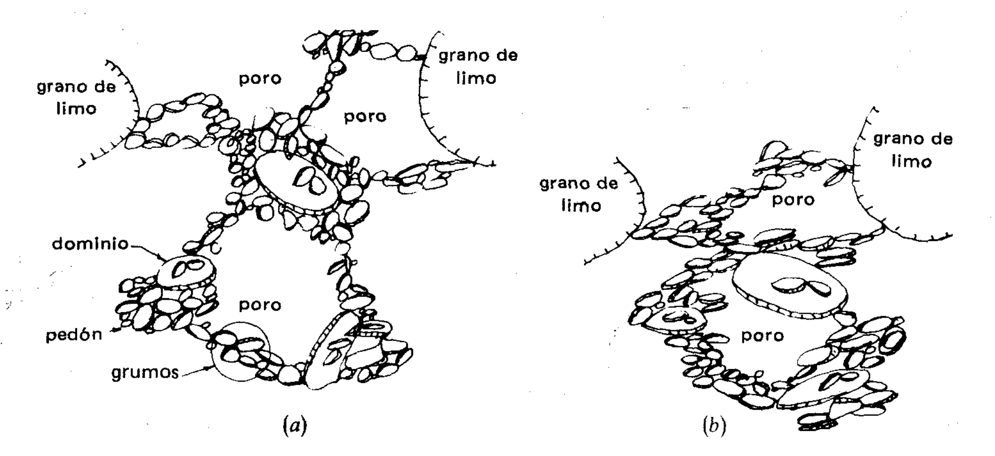


Figura 6-5 Estructura de un suelo arcilloso. (*a*) Sedimento poroso, floculado, entremezclado con granos de limo. (*b*) El sedimento después de haber sido sometido a sobrecarga u otras tensiones que han producido una reorientación de los dominios, grumos y pedones en un estado más paralelo (disperso).

[1] *Domains*, en inglés
[2] *Clusters*, en inglés
[3] *Peds*, en inglés

de varias arcillas señalan una estructura muy compleja. Esto puede, en parte, explicar el complejo comportamiento de los suelos arcillosos, en ingeniería.

La macroestructura, incluyendo la estratigrafía, de los depósitos de suelos finos tiene una importante influencia en el comportamiento del suelo en la ingeniería práctica. Las grietas, fisuras, perforaciones o huecos de raíces, estratificaciones, vetas y lentes de limo y arena y otras discontinuidades, a menudo controlan el comportamiento del total de la masa de suelo. La resistencia de la masa de suelo es considerablemente menor a lo largo de una grieta o fisura en relación con la del material intacto, en particular en ensayos de laboratorio, en los que la irregularidad puede extenderse totalmente a través de una muestra pequeña. Si la irregularidad in situ resulta estar ubicada desfavorablemente con respecto a las tensiones aplicadas, puede ocurrir la falla o inestabilidad a menos que el material adyacente suministre un confinamiento suficiente. El drenaje de una capa de arcilla puede ser marcadamente afectado por la presencia de aun una muy delgada capa (o capas) de limo o arena. En consecuencia, en cualquier problema de ingeniería que comprenda estabilidad o asentamientos, el ingeniero geotécnico debe investigar cuidadosamente la macroestructura de la arcilla.

La microestructura es más importante desde un punto de vista básico fundamental que desde uno de ingeniería, pero es útil como ayuda para comprender el comportamiento del suelo. La microestructura de una arcilla es la historia geológica completa del depósito, incluyendo tanto los cambios de tensión, como las variaciones de las condiciones ambientales durante la depositación. Estas marcas o impresiones geológicas tienden a afectar la respuesta de la ingeniería a la arcilla en forma considerable. Investigaciones recientes en la microestructura de la arcilla, sugieren que el factor más importante que influye sobre la estructura final de una arcilla es el ambiente eletroquímico que existió en la época de la depositación. Durante la sedimentación, se producen estructuras floculadas o agregadas, con varios grados de compacidad y de interconexiones. El grado general del arreglo parece ser particularmente sensible a si la depositación ocurrió en un ambiente marino, salobre o de agua dulce. Las concentraciones de iones en estas tres aguas podrían variar desde altas en el caso de depositación marina a baja en agua dulce. El grado de arreglo también parece estar influido en un alto grado por la mineralogía de la arcilla y por el monto y angularidad de la arena fina o granos de limo presentes. Se ha observado que las partículas de limo de un depósito cohesivo tienen pieles delgadas de partículas arcillosas, aparentemente bien orientadas. Tanto los limos como los agregados de partículas arcillosas a menudo contienen finas películas de materiales amorfos (compuestos orgánicos, silíceos o ferrosos) en sus superficies. La filtración a o desde estos depósitos de grano fino puede alterar las características del suelo en forma considerable, ya que los pedones y grumos llegan a impregnarse o el material amorfo es lixiviado.

Las primeras descripciones del suelo cohesivo incluían estructuras panaloides, floculentas y dispersas. Estos términos, ilustrados en la fig. 6-6, son todavía ampliamente usados para describir la estructura total del suelo cohe-

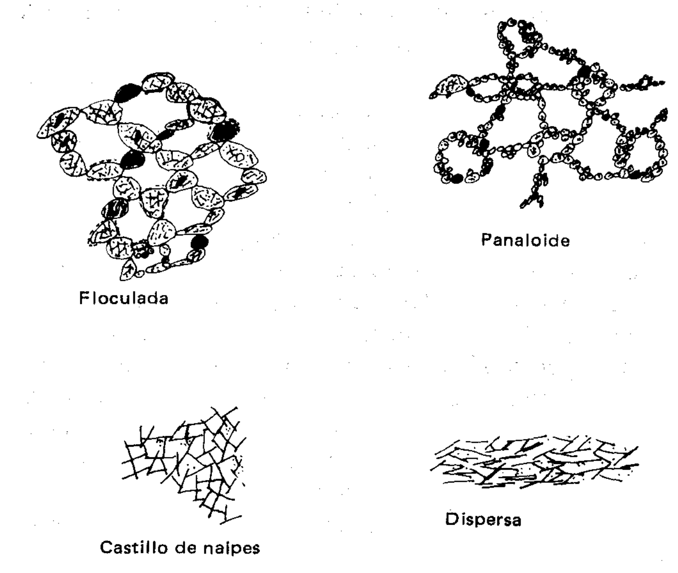


Figura 6-6 Estructura de la arcilla, con los términos antiguos de orientación estructural. La estructura floculenta podría obtenerse de la sedimentación en agua con un bajo contenido de sal. La estructura panaloide podría obtenerse de la sedimentación en un ambiente marino (alto contenido de sal). La descripción en "castillo de naipes" fue ampliamente usada en forma previa a los estudios con MEB. El estado "disperso" es una descripción adecuada para la reorientación por compactación, como se indica en el cap. 7.

sivo. La estructura panaloide bien puede corresponder a una situación en la que los grumos forman agrupamientos particulares durante la sedimentación. La estructura floculenta puede corresponder a una situación en la que los granos de limo atraen revestimientos de minerales arcillosos o formaciones de pedones y así producir la estructura floculenta porosa y errática.

La evidencia actual se orienta hacia la teoría de que el arreglo de los grumos entre pedones de la estructura floculenta y el arreglo relativamente análogo de los grumos entre celdas panaloides, producen las distorsiones iniciales (asentamientos) bajo tensiones. Parte de la evidencia experimental también indica que el flujo del agua a través de estos suelos puede desalojar los dominios o grumos, o ambos, lo que aumenta los espacios de poros y el flujo. La depositación aguas abajo puede, sin embargo, taponar otros poros en la misma masa y originar un ritmo reducido de flujo. Este concepto es de particular importancia en los estudios de permeabilidad y puede producir algunos factores dominantes, como los que se considerarán en la sec. 8-5.

6-6 ARCILLA Y MINERALES ARCILLOSOS

Los minerales arcillosos son, predominantemente, silicatos de aluminio y/o hierro y magnesio. Algunos de ellos también contienen álcalis y/o tierras

alcalinas como componentes esenciales. Estos minerales son predominantemente cristalinos y los átomos que los componen están dispuestos en modelos geométricos definidos. La mayoría de los minerales arcillosos tienen estructuras laminares o en capas. Unos pocos tienen estructuras tubulares o fibrosas. Los *grumos* son como libros de unidades laminares o atados de unidades tubulares o fibrosas. Las masas de suelo generalmente contienen una mezcla de varios minerales arcillosos, identificadas por el mineral arcilloso predominante con variados montos de otros minerales no arcillosos.

Los minerales arcillosos son muy pequeños (menos de 2 μm) y con partículas electroquímicamente muy activas que pueden ser vistas sólo con dificultad usando un microscopio electrónico. A pesar de su pequeño tamaño, los minerales arcillosos han sido, sin embargo, estudiados extensamente (Grimm, 1968; Mitchell, 1976) debido a su importancia económica; particularmente en la cerámica, moldes para metales, uso en explotación del petróleo y en ingeniería de mecánica de suelos. Los minerales arcillosos exhiben características de afinidad por el agua y de plasticidad no presentada por otros materiales, aunque puedan ser del tamaño de la arcilla o menores. Por ejemplo, el cuarzo finamente molido no tiene plasticidad cuando está húmedo. Debe hacerse especial hincapié en que cualquier depósito de "arcilla" tendrá probablemente varios minerales arcillosos y un amplio intervalo de tamaños de partículas de otros materiales que son esencialmente de "relleno".

Hay dos unidades elementales para armar la estructura de los minerales arcillosos. Una es la unidad de sílice (fig. 6-7), en la que cuatro oxígenos forman las puntas de un tetraedro y encierra un átomo de silicio, produciendo una unidad de 4.6 Å* de alto aproximadamente. En la otra unidad está

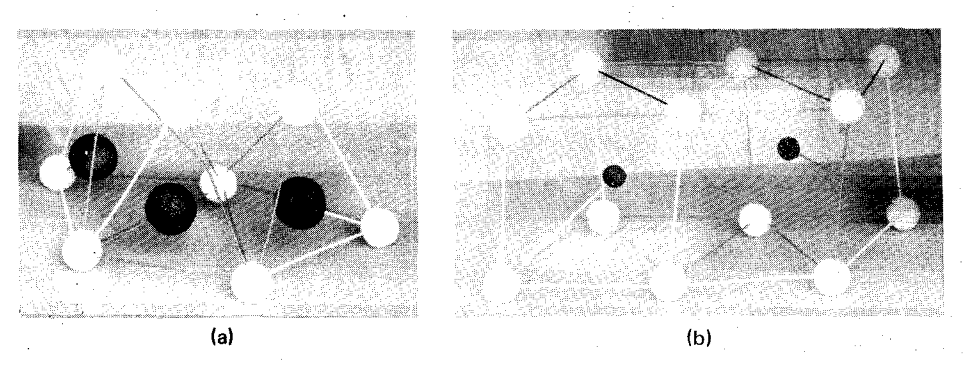


Figura 6-7 Modelos plásticos de las dos unidades elementales de un mineral arcilloso. (*a*) Unidad de sílice, con las cuatro esferas blancas que representan los oxígenos y la esfera interior negra al átomo de silicio. (*b*) La unidad octaédrica con las esferas blancas que representan hidróxidos y las pequeñas esferas negras al átomo de Mg o Al. Varias unidades octaédricas están interconectadas, pero no aparecen todos los enlaces.

† Å = Angstrom = 10^{-10} m

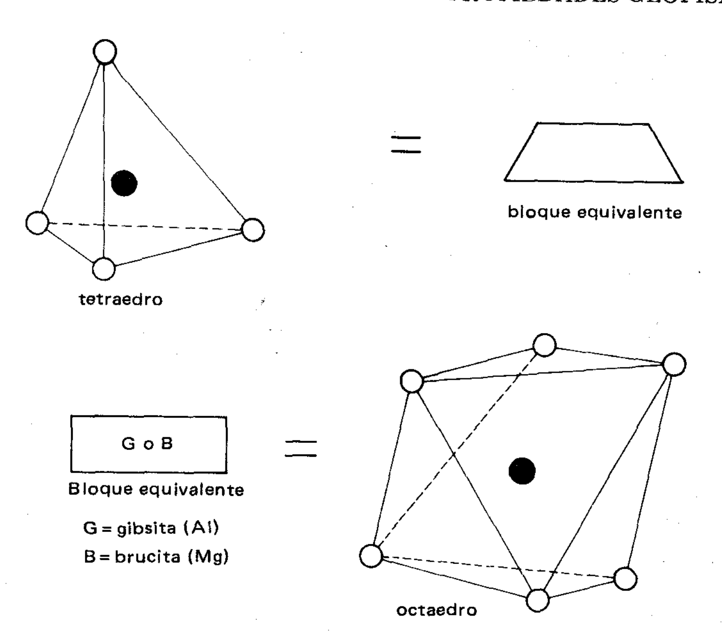


Figura 6-8 Diagramas simplificados de las unidades del tetraedro de silicio y del octaedro. Obsérvese cuidadosamente la orientación del diagrama del tetraedro para estimar las proporciones adecuadamente.

encerrado un átomo de aluminio o magnesio (y a veces Fe, Ti, Ni, Cr, o Li) por seis oxidrilos, que tiene la configuración de un octaedro de alrededor de 5.05 Å de altura. La fig. 6-8 da los diagramas de bloques equivalentes de estas dos unidades. La unidad octaédrica se llama *brucita* si el átomo metálico es principalmente magnesio y *gibsita* si el átomo es aluminio. Todas las combinaciones posibles de estas unidades básicas para formar minerales arcillosos, producen una carga neta negativa en el exterior de los grumos. Una suspensión de suelo-arcilloso-agua tendrá, en consecuencia, una reacción alcalina (pH $>$ 7) a menos que el suelo esté contaminado con una substancia acidificante.

La principal fuente de minerales arcillosos es la meteorización química de las rocas que contienen

Feldespato ortoclásico
Feldespato plagioclásico
Mica (muscovita)

todos los cuales pueden ser catalogados como silicatos complejos de aluminio (véase la sec. 5-2 para las ecuaciones químicas). Sin embargo, de acuerdo con Grimm (1968), los minerales arcillosos pueden formarse a partir de casi cualquier roca en la medida en que existan suficientes álcalis y tierras alcalinas para efectuar los procesos químicos necesarios. La descomposición del feldespato ortoclásico para dar un mineral arcilloso se señaló en la sec. 5-9.

La acción de meteorización en las rocas produce un gran número de minerales arcillosos con la propiedad común de afinidad, por el agua, pero en cantidades ampliamente diferentes. Algunos de los minerales arcillosos más comunes son los siguientes.

A Caolinita

El nombre "caolinita" es una modificación de "Kauling", el nombre de un risco alto de una colina cerca de Jauchau Fu, China, donde hace varias centurias se obtuvo una arcilla blanca caolinítica. El término caolín comprende actualmente varios minerales arcillosos distintos. Los ingenieros usan este nombre para describir un grupo de arcillas caracterizadas por una baja actividad.

La unidad estructural de caolinita consta de capas alternadas de tetraedros de silicio con las puntas embebidas en una unidad octaédrica de alúmina (gibsita) como en la fig. 6-9. Esta alternancia de capas de silicio y gibsita produce lo que a veces se llama una unidad básica 1:1. La lámina unitaria plana resultante es de alrededor de 7 Å de espesor y se extiende infinitamente (relativa a 7 Å) en las otras dos direcciones. El grumo de caolinita es una pila o rimero de 70 a 100 o más de estas láminas de 7 Å, como un libro con enlaces de hidrógeno y fuerzas de van der Waals en la interfase. La fórmula resultante es aproximadamente

$$(OH)_8Al_4Si_4O_{10}$$

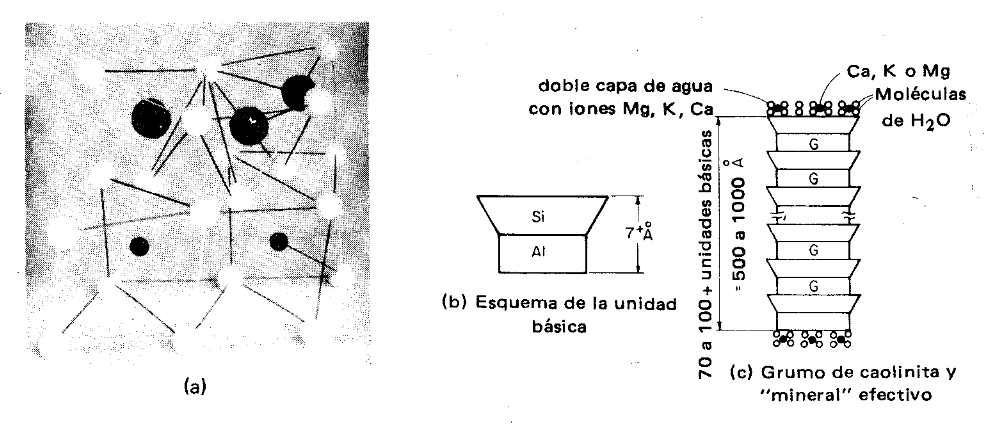


Figura 6-9 El mineral arcilloso caolinita

La combinación ligante de hidrógeno y de fuerzas de van der Waals da por resultado una considerable resistencia y estabilidad, con escasa tendencia de las intercapas para absorber agua y expandirse ("actividad") y proporciona un libro mineral que tiene un espesor del orden de 500 a 1000 Å. La caolinita es el mineral arcilloso menos activo de los hasta ahora observados. La

caolinita puede ser producida por la meteorización de los minerales arcillosos más activos, así como también formada directamente como subproducto de la meteorización de la roca.

Otro mineral 1:1 de la "familia" de la caolinita es la *haloisita*. Difiere de la caolinita por estar más aleatoriamente apilada, de tal manera que sólo una molécula de agua puede entrar entre las unidades de 7 Å, dando la ecuación.

$$(OH)_8Al_4Si_4O_{10} \cdot 4H_2O$$

Además, la haloisita difiere de la caolinita en que las láminas elementales están enrolladas en tubos, como lo ilustra el MEB de la fig. 6-10*b*. La deshidratación por calor del orden de 60 a 70°C y aun el secado al aire, alterará a menudo permanentemente la haloisita, ya sea reduciendo el agua a $2H_2O$ o removiendo completamente las moléculas de agua y produciendo aproximadamente caolinita. Las propiedades de ingeniería de la haloisita son considerablemente diferentes de las de la caolinita y ya que aun el secado al aire puede afectar la química, que es indirectamente medida por los límites de Atterberg, es necesario prestar gran cuidado a la obtención de muestras representativas para los límites de Atterberg y del análisis hidrométrico.

Las arcillas caoliníticas y haloisíticas se utilizan en abundancia para fabricar porcelana, debido a la ausencia de hierro y subsecuente descoloración de éste a altas temperaturas. La arcilla caolinítica es ampliamente usada como absorbente intestinal para combatir infecciones estomacales, i.e., en medicamentos antidiarreicos y para desórdenes digestivos.

La caolinita tiende a ser encontrada en regiones de fuerte precipitación fluvial como en el sudeste de Estados Unidos, China, partes de Europa, Sudamérica y otras áreas más locales.

B Ilita

La ilita es un término genérico para designar un grupo de arcillas descubiertas en Illinois. Estos minerales arcillosos tienen la ecuación general

$$(OH)_4K_y(Si_{8-y} \cdot Al_y)(Al_4 \cdot Mg_6 \cdot Fe_4 \cdot Fe_6)O_{20}$$

en la que y está entre 1 y 1.5. La ilita se obtiene principalmente de la muscovita (mica) y las biotitas, y a menudo se la llama arcilla micácea.

El mineral arcilloso ilita (fig. 6-11) consta de una capa octaédrica de gibsita puesta entre dos capas de tetraedros de silicio. Esto produce un mineral 1:2 con la diferencia adicional de que algunas de las posiciones del silicio están llenadas con átomos de aluminio y de que entre las capas están adheridos iones potasio para producir la deficiencia de carga. Esta unión se traduce en una condición menos estable que la de la caolinita y, en consecuencia, la actividad de la ilita es mayor.

La vermiculita es un mineral arcilloso de la familia de la ilita, similar a ella, excepto por la presencia entre las láminas de una doble capa molecular

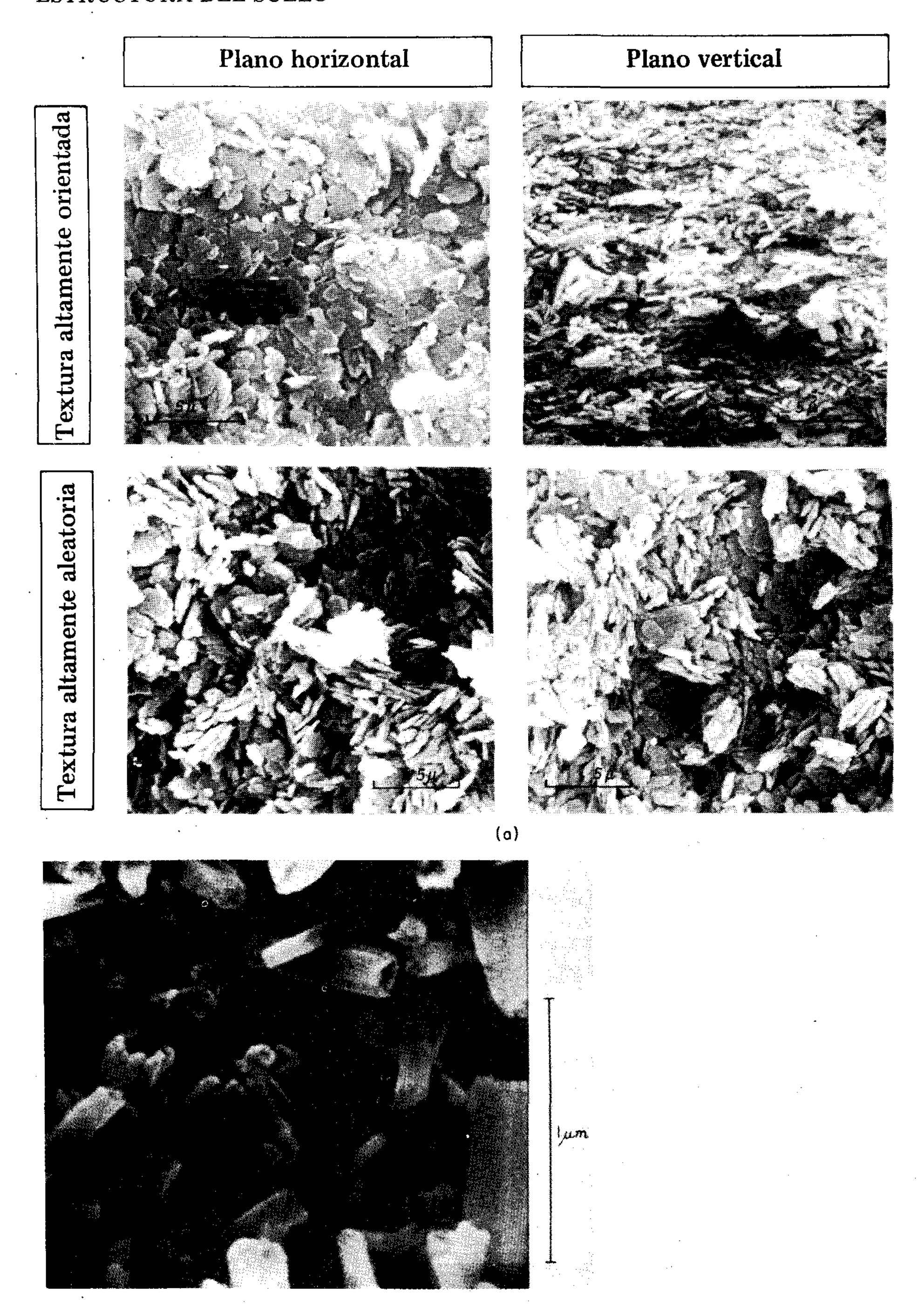


Figura 6-10 Fotografías con MEB de minerales arcillosos del grupo de la caolinita. (*a*) Caolinita (*MEB cortesía del Dr. R. J. Kriezek, Northwestern University; léase 5μ como 5 μm*); (*b*) Minerales arcillosos haloisíticos (*según Tovey y Yan, 1973*).

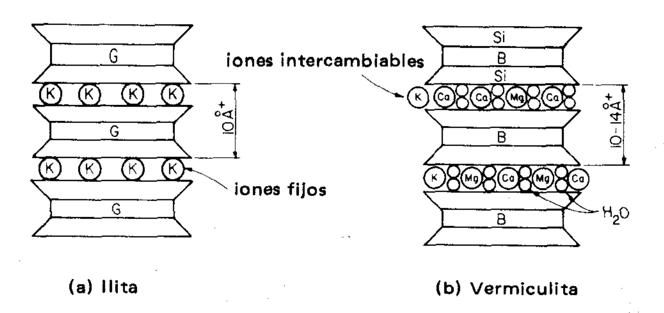


Figura 6-11 Minerales arcillosos de (*a*) ilita y (*b*) vermiculita. Obsérvese que en el caso de la vermiculita y tal como se ilustra, rara vez existirán sólo iones K o Mg y/o Ca.

de agua entremezclada con iones calcio, o magnesio o de ambos y con la sustitución de gibsita por brucita en la capa octaédrica.

Las arcillas ilíticas y vermiculíticas y las lutitas arcillosas son ampliamente usadas en la confección de agregados livianos (a veces llamados lutita expandida o "vermiculita"). En particular, la vermiculita se expande a temperaturas considerablemente altas, debido a que las capas de agua se transforman rápidamente en vapor con las grandes expansiones resultantes.

Las arcillas ilíticas se encuentran por lo común en áreas de precipitación pluvial moderada como en la parte central de Estados Unidos, Inglaterra y Europa.

C Montmorillonita

Montmorillonita fue el nombre dado (1847) a un mineral arcilloso encontrado en Montmorillon, Francia, y de fórmula general

$$(OH)_4Si_8Al_4O_{20} \cdot nH_2O$$

en la que nH_2O es la intercapa (n capas) de agua absorbida. También se usa el término *esmectita* para este grupo de minerales arcillosos.

La montmorillonita está formada de unidades laminares ordenadas, también como una unidad 1:2, tal como se ilustra esquemáticamente en la fig. 6-12. El enlace interlaminar está constituido principalmente por las fuerzas de van der Waals y es, en consecuencia, muy débil si se compara con los enlaces de hidrógeno u otros iones. Se producen varias sustituciones, incluyendo Al por Si en el tetraedro y Mg, Fe, Li o Zn por Al en la capa octaédrica. Estos intercambios producen una carga negativa neta relativamente grande en el mineral con la resultante gran capacidad de intercambio de cationes y afinidad por el agua con iones H^+ en la ausencia de iones metálicos.

La *bentonita* es una arcilla montmorillonítica que se encuentra en depósitos volcánicos parcialmente meteorizados en Wyoming, Suiza y Nueva Zelandia. Este mineral arcilloso es particularmente activo en términos de expansión en presencia de agua y ha sido extensamente empleado en la perforación de pozos petrolíferos y en la exploración de suelos, como lodo de perfora-

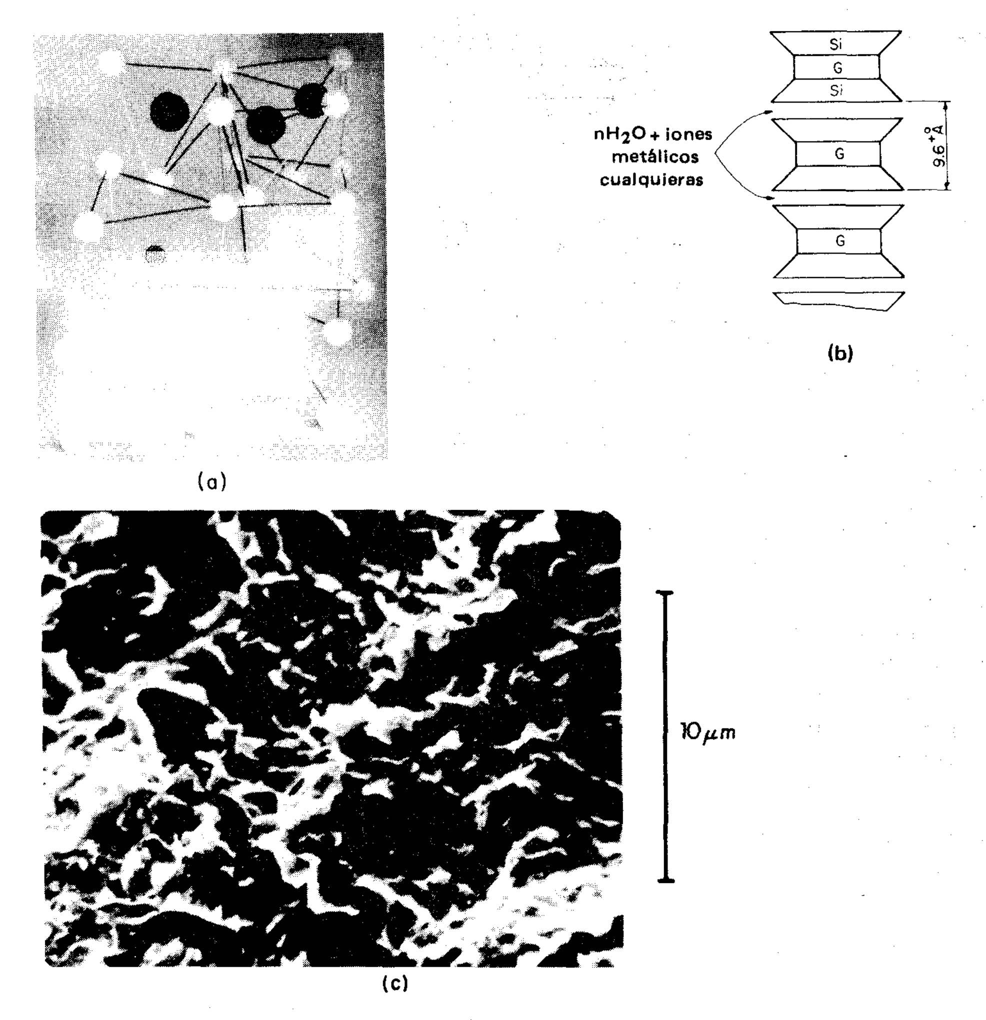


Figura 6-12 Minerales arcillosos de montmorillonita y bentonita. (*a*) Modelo plástico de la montmorillonita; (*b*) esquema de la montmorillonita; (*c*) fotografía con MEB de bentonita (*según Matsuo y Kamon, 1973*).

ción, y como lechada arcillosa. La bentonita es algo variable en sus propiedades dependiendo de su origen y del grado de meteorización del material volcánico original. En la actualidad, se encuentran comercialmente disponibles sacos con arcillas de alta actividad, que son ofrecidos con ligereza como "bentonita", aunque son simplemente arcillas montmorilloníticas.

La meteorización de minerales arcillosos montmorilloníticos produce a menudo arcilla caolinítica y en áreas en las que la meteorización ha progresado ambos minerales están normalmente presentes.

La montmorillonita se encuentra en las regiones más áridas del mundo, como en el oeste de Estados Unidos, Australia, Nueva Zelandia y Africa meridional.

6-7 PROPIEDADES GENERALES DE LOS MINERALES ARCILLOSOS

Varias características son similares para todos los minerales arcillosos.

A Hidratación

Las partículas arcillosas están casi siempre hidratadas, i.e., rodeadas por capas de moléculas de agua llamadas agua adsorbida. El espesor de esta capa es a menudo de al menos dos moléculas y se denomina capa difusa, doble capa difusa o simplemente doble capa. Esta agua es fuertemente atraída o contiene iones metálicos. Una difusión de los cationes absorbidos de los minerales se extiende hacia afuera de la arcilla en la capa de agua adsorbida. El efecto de esto es producir una carga neta ($^+$) cerca de la partícula mineral y una carga ($^-$) a una mayor distancia. Esta difusión de cationes es un fenómeno muy similar a la superficie de contacto difusa entre la superficie libre del agua y la atmósfera en la que el material difuso está formado por moléculas de agua. Esta agua es a menudo tan firmemente atraída, que se comporta más como un sólido que como un líquido y algunos investigadores le han asignado una densidad $\rho_w \to 1.4$ g/cm^3.

Esta capa de agua puede perderse a temperaturas mayores de 60 a 100°C y reduce la plasticidad natural del suelo (reduce al w_L, digamos, en 6 a 10 por ciento). Parte de esta agua puede perderse por secado al aire. Generalmente, si la doble capa se deshidrata a bajas temperaturas, las propiedades de plasticidad pueden ser recuperadas por mezclado con agua suficiente y un "curado" por 24 a 48 h. Si la deshidratación ocurre a temperaturas mayores, las propiedades de plasticidad se disminuyen permanentemente.

Planta de la lámina	0.1 to 1 μm	10 μm	0.3 to 4 μm
Superficie específica	800 m²/g	80 m²/g	15 m²/g promedio estadístico

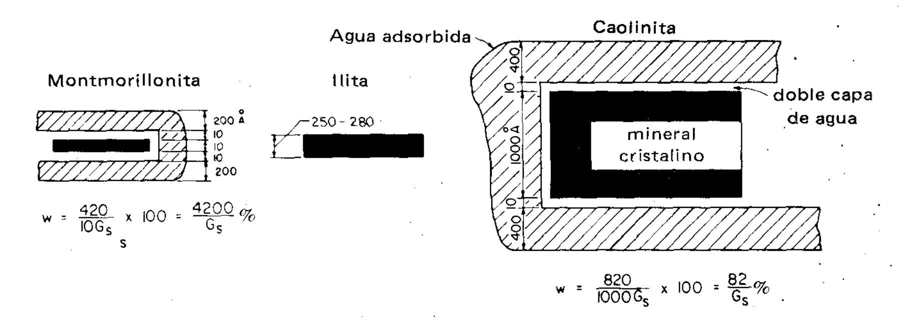


Figura 6-13 Tamaños relativos, potencial de absorción, intervalo relativo del contenido de humedad, tamaño del grano y superficie específica para la montmorillonita, la ilita y la caolinita.

Los minerales arcillosos tienen suficiente potencial de atracción de los iones H^+ como para que una capa de agua, de hasta 400 Å aproximadamente, pueda rodear la partícula, tal como se ilustra en la fig. 6-13. Esto ilustra cualitativamente la diferencia entre arcillas caoliníticas y montmorilloníticas en función del contenido de agua in situ y posibles valores del límite líquido.

B Actividad

Los bordes de todos los minerales arcillosos tienen cargas netas negativas. Esto se traduce en tentativas de balancear las cargas por atracción de cationes. La atracción estará en proporción de la deficiencia neta de carga y puede ser relacionada con la *actividad* de la arcilla. La actividad puede ser definida como

$$\text{Actividad} = \frac{\text{Indice de plasticidad } I_p}{\text{porcentaje de arcilla}} \tag{6-3}$$

en donde el porcentaje de arcilla se toma como la fracción del suelo $< 2\ \mu$m. La actividad está también relacionada con el potencial relativo de contenidos de agua, tal como se ilustra en la fig. 6-13. Los valores típicos de la actividad, basados en la ec. (6-3) son los siguientes:

Caolinita	0.4 — 0.5
Ilita	0.5 — 1.0
Montmorillonita	1.0 — 7.0

Aunque la actividad está numéricamente definida en la ec. (6-3), una mejor indicación práctica de la actividad es el límite de contracción. El límite de contracción (definido en el cap. 3) es el punto de partida del contenido de agua que inicia el cambio de volumen. La actividad en términos del cambio de volumen es una preocupación principal en la evaluación del suelo para uso en obras de tierra y cimentaciones.

La capacidad de intercambio de cationes en función de miliequivalentes por 100 g de arcilla también se usa como indicación de la actividad. Por ejemplo, 1 meq de Na_2 /100 = 0.031 por ciento Na_2O. La capacidad de intercambio de varios minerales arcillosos es la siguiente:

Arcilla	Capacidad de intercambio, meq/100 g
Caolinita	3–15
Haloisita ($4H_2O$)	10–40
Ilita	10–40
Vermiculita	100–150
Montmorillonita	80–150

En términos prácticos, la actividad de las arcillas en función de la plasticidad, puede verse alterada por sustituciones de iones metálicos de mayor orden como en la siguiente escala de sustitución:

$$Li < Na < NH_4 < K < Mg < Rb < Ca < Co < Al$$

De acuerdo con esta escala, el Ca reemplazará al Na o al Mg más fácilmente de lo que el Mg o el Na reemplazarían al Ca. También, desde un punto de vista práctico, a mayor capacidad de intercambio se requerirán más cationes (en alguna forma de mezcla) para efectuar un cambio en la actividad.

Muchas arcillas, particularmente en la parte sudoeste de los Estados Unidos, tienden a expandirse en grandes magnitudes cuando se saturan. Esta expansión puede ser considerablemente reducida por intercambio de cationes cuando el catión usado es calcio, suministrado por la mezcla de cal con la arcilla. Este proceso es conocido como ***estabilización del suelo***. Otros aditivos, tales como cemento y ceniza muy fina (un subproducto de la combustión del carbón en plantas generadoras por vapor), producirán resultados similares debido a la alta concentración de iones Ca y Al en estos materiales.

Generalmente, no se realiza un análisis químico para determinar la fórmula química de una arcilla debido a la presencia de un gran número de diferentes minerales arcillosos. En lugar del análisis se utiliza un procedimiento tentativo de mezcla, en el que se mezcla el suelo con uno o más aditivos en diversos porcentajes, a fin de obtener el porcentaje óptimo de un aditivo en particular para su uso en el terreno.

C Floculación y dispersión

Los minerales arcillosos casi siempre producen suspensiones suelo-agua que son alcalinas ($pH > 7$) debido a las cargas negativas en las unidades minerales. Pueden ocurrir unas pocas excepciones cuando los minerales están contaminados con substancias amorfas. Debido a estas cargas, los iones H^+ en agua, las fuerzas de van der Waals y los pequeños tamaños de las partículas, estas últimas tienden a atraerse en colisión (o aun en una muy cercana proximidad) cuando están en solución. Varias partículas así atraídas forman un *flóculo* aleatoriamente orientado o estructura de mayor tamaño, que sedimentará muy rápidamente en la solución para formar un sedimento muy suelto. En el laboratorio una muestra de arcilla de 50 ó 60 g en una suspensión de 1000 mL sedimentará en alrededor de 30 min, a menos que la formación de flóculos sea controlada. Para evitar la floculación, puede neutralizarse una solución dispersa suelo-agua agregándole iones H^+ adicionales suministrados por materiales acidificantes. El material más común para trabajo en laboratorio es el hexametafosfato de sodio (con el nombre de Calgon como marca de fábrica, $NaPO_3$), que produce una solución ácida cuando el material seco es mezclado con agua. Se puede comprobar la acidez de la solución usando papel tornasol azul (que debiera tornarse rosado). Cuando la solución es neutralizada, las partículas arcillosas no forman flóculos por

colisión en el agua. La adición de un material alcalino tal como hidróxido de sodio (NaOH) o alumbre [$KAl(SO_4)_2$] causará una floculación muy rápida.

En estas circunstancias, una arcilla de reciente floculación puede ser fácilmente dispersada de nuevo en la solución por sacudimiento, lo que indica que las atracciones interpartículas son mucho menores que las fuerzas inducidas por el sacudimiento. Sin embargo, después de que la arcilla ha permanecido por algún tiempo, la dispersión no puede realizarse fácilmente, indicando un efecto *tixotrópico* (ganancia de resistencia con la edad). Los pilotes hincados en arcillas blandas saturadas remoldearán la estructura del suelo en una zona alrededor del pilote. La capacidad de carga inicial es a menudo baja, mientras que a los 30 o más días de edad puede desarrollarse la carga de diseño por adhesión entre la arcilla y el pilote.

D Efectos del agua

La fase acuosa de los suelos arcillosos probablemente no es agua pura, químicamente hablando. Esta agua cuenta para las propiedades de plasticidad de la arcilla. En los ensayos de laboratorio para los límites de Atterberg, la ASTM ha especificado que se agregue agua destilada según se requiera. El uso de agua destilada, que está relativamente libre de iones, puede producir resultados algo diferentes a los obtenidos cuando se usa un agua más contaminada, tal como la que puede penetrar al suelo in situ.

Un fenómeno particular de la arcilla es el de una masa arcillosa, a la que se le ha extraído algo del contenido inicial de agua para formar una masa que tiene una resistencia considerable. Si los terrones son quebrados y reducidos a partículas elementales, el material se comporta como un medio particulado sin cohesión. Cuando se vuelve a agregar agua, el material llega a plastificarse y a poseer una resistencia intermedia en relación con la resistencia del terrón seco. Si de nuevo se seca, la arcilla humedecida forma terrones resistentes y duros. El papel del agua en este fenómeno no ha sido completamente comprendido, aunque en el secado la tensión superficial ciertamente empuja las partículas hacia un contacto máximo con el mínimo de espaciamiento entre partículas, de tal manera que las fuerzas interparticulares están en un máximo. Parece que la mayor densidad resultante del arreglo y del espaciamiento muy cercano, se traducen en el máximo efecto de fuerzas de atracción interparticular y dan esta resistencia muy alta. Prontamente puede observarse que la resistencia de la arcilla varía desde un valor muy bajo a $S \rightarrow 100$ por ciento a un valor muy alto en $S = 0$. Es de interés hacer notar que el uso del agua, que es un agente dipolar, producirá este efecto; mientras que un agente no polar, como el tetracloruro de carbono (CCl_4), no lo producirá. Un agente dipolar es aquel que tiende a desarrollar una carga + y − en los lados opuestos de la molécula. La carga + en un lado de un dipolo tiende a atraer la carga − de cualquier material presente, incluyendo tanto partículas arcillosas como el lado negativo de otras moléculas de agua.

6-8 RESUMEN

Este capítulo ha considerado la definición del suelo tal como corrientemente se utiliza para propósitos de ingeniería. Hemos considerado el suelo en función tanto de su estructura como de su textura. El término textura es un término apropiado para describir suelos cohesivos; pero el término estructura, más específicamente el de estructura de grano simple, es preferible para describir el arreglo geométrico de suelos sin cohesión.

Observamos que la unidad más pequeña de suelos cohesivos es el *dominio*, que a su vez forma *grumos* y los grumos forman *pedones* o terrones visibles de suelo.

Se señaló el efecto del agua para producir abultamiento en arenas. Se dio el concepto de D_r para describir la compacidad de suelos sin cohesión, junto con la observación de que con este concepto pueden estar asociados grandes errores.

El mineral arcilloso fue considerado en algún detalle. Se resaltó que hay tres grupos principales de minerales arcillosos de particular importancia en ingeniería geotécnica. Estos tres grupos son:

Caolinita: menos activa
Ilita: de actividad intermedia
Montmorillonita: más activa

También se señaló que el mineral arcilloso desarrolla la plasticidad en suelos cohesivos y que el agua tiene un efecto significante en los minerales arcillosos. Se hizo notar que rara vez se encuentra un solo tipo de mineral arcilloso en un depósito de suelos y que por esto el análisis químico es muy poco usado en forma directa en estudios de estabilización de suelos. Preferentemente, la estabilización de suelos usando aditivos, se fundamenta en la obtención de porcentajes óptimos de materiales en mezclas tentativas.

Finalmente, hemos aprendido que el hexametafosfato de sodio se usa como agente dispersante en el ensayo hidrométrico descrito en la sec. 3-8.

PROBLEMAS

6-1 Verificar que la relación de vacíos para el arreglo cúbico simple es 0.91.

6-2 Derivar la ec. (6-2) usando la ec. (6-1).

6-3 Haga una hoja de un gráfico patrón para la D_r contra el peso unitario, tal como el que se usa en la fig. E6-1.

6-4 Con referencia al ej. 6-1, repítalo y obtenga el intervalo del posible error en la D_r usando una desviación estándar basada en los resultados de ensayo *promedios*. Comente este procedimiento contra el uso del procedimiento basado en los valores extremos del ejemplo.

6-5 Con referencia al ej. 6-1, ¿cuál es la probabilidad porcentual (aproximada) de que un solo ensayo proporcione el valor correcto de la D_r? ¡Tome nota de que usted también tiene que definir cuál es el valor correcto! ¿Cuántos ensayos se requerirían para dar un 95 por ciento de confiabilidad en la D_r?

6-6 Dados los datos siguientes:

6-8 RESUMEN

Este capítulo ha considerado la definición del suelo tal como corrientemente se utiliza para propósitos de ingeniería. Hemos considerado el suelo en función tanto de su estructura como de su textura. El término textura es un término apropiado para describir suelos cohesivos; pero el término estructura, más específicamente el de estructura de grano simple, es preferible para describir el arreglo geométrico de suelos sin cohesión.

Observamos que la unidad más pequeña de suelos cohesivos es el *dominio*, que a su vez forma *grumos* y los grumos forman *pedones* o terrones visibles de suelo.

Se señaló el efecto del agua para producir abultamiento en arenas. Se dio el concepto de D_r para describir la compacidad de suelos sin cohesión, junto con la observación de que con este concepto pueden estar asociados grandes errores.

El mineral arcilloso fue considerado en algún detalle. Se resaltó que hay tres grupos principales de minerales arcillosos de particular importancia en ingeniería geotécnica. Estos tres grupos son:

Caolinita: menos activa
Ilita: de actividad intermedia
Montmorillonita: más activa

También se señaló que el mineral arcilloso desarrolla la plasticidad en suelos cohesivos y que el agua tiene un efecto significante en los minerales arcillosos. Se hizo notar que rara vez se encuentra un solo tipo de mineral arcilloso en un depósito de suelos y que por esto el análisis químico es muy poco usado en forma directa en estudios de estabilización de suelos. Preferentemente, la estabilización de suelos usando aditivos, se fundamenta en la obtención de porcentajes óptimos de materiales en mezclas tentativas.

Finalmente, hemos aprendido que el hexametafosfato de sodio se usa como agente dispersante en el ensayo hidrométrico descrito en la sec. 3-8.

PROBLEMAS

6-1 Verificar que la relación de vacíos para el arreglo cúbico simple es 0.91.

6-2 Derivar la ec. (6-2) usando la ec. (6-1).

6-3 Haga una hoja de un gráfico patrón para la D_r contra el peso unitario, tal como el que se usa en la fig. E6-1.

6-4 Con referencia al ej. 6-1, repítalo y obtenga el intervalo del posible error en la D_r usando una desviación estándar basada en los resultados de ensayo *promedios*. Comente este procedimiento contra el uso del procedimiento basado en los valores extremos del ejemplo.

6-5 Con referencia al ej. 6-1, ¿cuál es la probabilidad porcentual (aproximada) de que un solo ensayo proporcione el valor correcto de la D_r? ¡Tome nota de que usted también tiene que definir cuál es el valor correcto! ¿Cuántos ensayos se ne[illegible]
por ciento de confiabilidad en la D_r?

6-6 [illegible]

γ_{max} = 21.3 kN/m^3 no obstante que el promedio de 20 ensayos es 21.0
γ_{min} = 15.7 kN/m^3 no obstante que el promedio de 20 ensayos es 16.0
γ_n = 18.8 ± 0.3 kN/m^3

¿Cuál es la D_r y cuál sería el error máximo que podría obtenerse en un solo ensayo?

6-7 Dados los siguientes datos obtenidos por dos grupos de investigadores del mismo suelo:

	Grupo 1		Grupo 2	
Ensayo	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}
1	18.08	15.94	18.19	15.83
2	18.36	15.83	17.78	16.04
3	17.45	15.36	17.97	15.75
4	18.15	16.00	17.92	15.83
5	18.17	15.50	18.09	15.93
6	17.97	15.79	17.97	16.13
7	18.09	15.83	18.23	16.05
8	18.14	15.77	18.17	16.00
9	17.90	15.61	18.19	15.75
10	18.11	16.08	18.03	16.00
11	18.19	15.83	17.98	15.68
12	18.22	15.82	17.98	15.90

SE PIDE:

(*a*) Calcular la desviación estándar de cada grupo y del total de los 24 ensayos. Compare.

(*b*) Calcular la densidad relativa de este suelo basándose en γ_n = 17.5 ± 0.2 kN/m^3.

6-8 Explicar cómo determinaría los límites de Atterberg en un suelo en el que el secado al aire, suficiente para cernirlo a través de la malla estándar, altera en demasía los límites como para tolerarlo. ¿Cuál es el número de la malla para este ensayo?

6-9 Una adición de cal en 3 por ciento de peso alterará adecuadamente los límites de Atterberg y las características de expansión de una arcilla para un aeropuerto. Para un tratamiento hasta una profundidad de 1 m, ¿cuál será el área que cubrirá un saco de 45 kg?

SUGERENCIA: ¡El lector tendrá que hacer algunos cálculos!

Capítulo 7

Compactación y estabilización de suelos

7-1 CONCEPTO GENERAL DE LA ESTABILIZACION DEL SUELO

Cuando los suelos de un lugar son sueltos o altamente compresibles o cuando tienen índices de consistencia inapropiados o muy alta permeabilidad o cualquiera otra propiedad indeseable para su utilización en un proyecto de construcción, pueden ser estabilizados. La *estabilización* puede consistir en cualquiera de los siguientes procedimientos:

1. Aumentar la densidad del suelo
2. Agregar materiales para efectuar un cambio químico y/o físico en el suelo.
3. Bajar el nivel freático (drenaje del suelo)
4. Remoción y/o reemplazo de los suelos malos.

Cualquier alteración de las propiedades físicas o de ingeniería de una masa de suelos requerirá de una investigación de las alternativas económicas, tales como una reubicación en el lugar o el uso de un sitio alterno. En la actualidad la mayoría de los lugares más deseables para construcciones cercanos a las áreas urbanas ya han sido usados, por lo que una ubicación alterna puede ser impracticable. Corrientemente, algunos lugares como zonas de rellenos sanitarios abandonados (depósitos de basuras), pantanos, bahías, ciénagas, laderas y otras áreas de poco valor se están empleando para construcciones, con la tendencia a continuar y a acelerar esta práctica. Cuando no existen lugares alternos o cuando factores ambientales, oposición ciudadana y reglamentos zonales limitan severamente las opciones disponibles, llega a ser más y más necesario modificar o estabilizar el suelo del lugar para obtener las propiedades requeridas. Las soluciones económicamente factibles pueden hacer grandes exigencias al ingenio y la destreza del ingeniero geotécnico.

En casos como presas de tierra, terraplenes, diques o bordes de encauzamientos u otros rellenos, o cuando los materiales adecuados no están disponibles en cantidades suficientes, una buena comprensión de la función de la estructura de tierra y del comportamiento mecánico de la masa de suelo, pueden producir una solución satisfactoria usando una construcción zonificada.

7-2 ESTABILIZACION DE SUELOS

La estabilización es normalmente mecánica o química, aunque en ocasiones se han utilizado medios térmicos y eléctricos. La estabilización mecánica incluye la compactación, variadas técnicas patentadas de vibración y el uso de explosivos. En este capítulo, estudiaremos más detenidamente la compactación, aunque se tratarán brevemente otros métodos. El lector puede consultar referencias tales como Mitchell (1968), si considera necesario un estudio en mayor profundidad.

La estabilización química incluye la mezcla o la inyección (denominada lechada) de substancias químicas al suelo. Algunos agentes químicos típicos son los siguientes:

Cemento portland
Asfalto
Cloruro de sodio
Cal
Cloruro de calcio
Desperdicios de fábricas de papel

Las inyecciones constituyen una técnica de estabilización especial que consiste en inyectar una pasta poco viscosa al suelo; se usa para:

1. Disminuir la permeabilidad (cerrando los huecos del suelo) y poder controlar el flujo
2. Aumentar la resistencia al corte
3. Disminuir las vibraciones de maquinarias mediante la regidización del suelo.

La lechada es corrientemente una mezcla de:

Cemento portland y agua (por lo común del Tipo III con una relación agua/cemento entre 0.5 y 5)
Cemento portland y agua con aditivos tales como cal, ceniza volcánica o arcilla muy fina, arena, limo, etc.
Arcilla y agua o cal y agua

El cemento portland, la cal y mezclas de cal-ceniza fina se usan ampliamente en la estabilización de suelos, ya sea alterando la plasticidad para controlar el cambio de volumen, ya sea para mejorar su resistencia.

La alteración de la plasticidad supone un procedimiento de mezclas tentativas añadiendo pequeñas cantidades crecientes de cal-ceniza, digamos de 0.5 a quizás 3 a 5 por ciento, y determinando los límites de Atterberg para ver cuál es el porcentaje óptimo de la mezcla.

La alteración de la resistencia implica la adición de porcentajes seleccionados, digamos desde alrededor de 4 hasta 8 por ciento, basados en pesos secos, de cemento portland o mezclas de cemento y ceniza fina. Es usual obtener las curvas de humedad-densidad óptima utilizando métodos de compactación estándar que incluyen los porcentajes de las mezclas. Posteriormente, se realizan ensayos de compresión en series de muestras que han sido compactadas con contenidos óptimos de humedad (para el peso unitario seco máximo) y con períodos de curado de 7, 14 y 28 días. El producto final es un concreto de muy baja calidad con resistencias a la compresión a los 28 días del orden de 1700 a 2000 kPa.

En ambos métodos de estabilización, debe usarse ceniza fina si es económicamente factible obtener el mejoramiento deseado y si se cuenta con medios ambientalmente aceptables de colocación de las enormes cantidades de ceniza muy fina producidas en plantas generadoras a carbón. Un estudio del Departamento de Transporte de los Estados Unidos (DOT, 1976) cita numerosos métodos/usos de la ceniza muy fina en la estabilización de subrasantes.

La determinación del porcentaje óptimo de la mezcla es un procedimiento de mezclas tentativas. La variabilidad natural de los suelos es tal que un análisis químico para estos propósitos no puede ser económicamente justificado. Es posible obtener estudios adicionales de la PCA (1958) y de la HRR (1968).

Otros métodos de estabilización incluyen el drenaje (o descenso del nivel freático) y la precarga. La precarga consiste en la aplicación de una sobrecarga temporal al suelo, por un período de 6 meses a 1 o más años. La carga adicional produce asentamiento, con un decrecimiento en la relación de vacíos y un aumento en la resistencia. La precarga puede ser suministrada por la colocación de un relleno de la altura apropiada (1 a 2 m) sobre el terreno. Una desventaja es que posteriormente hay que retirar el relleno. Cuando el estrato superior es impermeable, puede construirse un dique de tierra alrededor del lugar y usar agua para la sobrecarga. Si la altura del agua va a estar bastante por encima de 1 m puede ser necesaria una protección para evitar muertes por inmersión.

7-3 EL SUELO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION

El suelo es uno de los materiales de construcción más fácilmente disponibles en un lugar y, cuando puede ser usado, probablemente sea el más económico. Las presas de tierra, los diques en ríos, los terraplenes para carreteras y ferrocarriles constituyen utilizaciones económicas del suelo como material de construcción; sin embargo, al igual que cualquier otro material de construc-

ción, debe ser usado con control de calidad. Si los suelos son simplemente vaciados o colocados al azar en un relleno, el producto será un relleno de bajo peso unitario, que resultará en mala estabilidad y alta subsidencia. El término subsidencia se usa para describir el mecanismo de los movimientos verticales dentro de un relleno debido a su propio peso; el asentamiento es el movimiento vertical del suelo subyacente, causado por el peso del relleno.

Los primeros rellenos para caminos fueron normalmente construidos por rellenos de desperdicios desde carretas o camiones con muy poca atención a compactar o densificar al suelo y sin control de calidad por medio de especificaciones. Las fallas de terraplenes altos fueron comunes. Muchas obras de tierra, como diques y presas, son casi tan antiguas como la humanidad; pero donde las estructuras han sobrevivido ha sido por una feliz combinación de un inadvertido control de calidad y suerte. Por ejemplo, en la China e India antiguas, las estructuras fueron construidas por obreros que llevaban pequeñas canastas o cestas de tierra que vaciaban en el terraplén, y el paso sobre la tierra suelta de otros obreros que llevaban materiales adicionales produjo un efecto de compactación. En algunos casos, se hizo pasar hatos de cabras y ovejas por la tierra suelta para lograr compactación adicional con (presumiblemente) la remoción manual de la materia orgánica. Aun hoy, en algunos lugares se utilizan los elefantes para compactar terraplenes de tierra; sin embargo, según Meehan (1967), aunque el elefante tiene suficiente masa, rehúsa ajustar suficientemente su forma de caminar como para alcanzar una compactación uniforme.

7-4 COMPACTACION DEL SUELO

La compactación es la densificación de los suelos mediante la aplicación de energía mecánica. Puede implicar también modificación del contenido de humedad y de la gradación del suelo. Los suelos sin cohesión son compactados por medios para confinar el suelo, acoplados con energía vibratoria. En el terreno, las placas vibratorias operadas a mano y los rodillos vibratorios motorizados de variados tamaños son muy eficientes para compactar suelos arenosos y gravosos. Recientemente se han utilizado en Europa grandes masas que se dejan caer de cierta altura a fin de compactar dinámicamente rellenos sueltos granulares (Menard y Broise, 1975).

Los suelos finos cohesivos pueden ser compactados en el laboratorio por masas que caen o martillos, por compactadores especiales por "amasado" y aun usando presión estática como la obtenida en la maquinaria corriente de ensayo del ensayo de compresión. En el terreno, el equipo de compactación común incluye pisones, rodillos pata de cabra, rodillos neumáticos y otros tipos de equipos especializados. También se puede obtener una compactación considerable con la circulación adecuada del equipo de transporte sobre el suelo suelto.

El objetivo de la compactación es el mejoramiento de las propiedades de ingeniería de la masa de suelos. Existen varias ventajas que se desarrollan a través de la compactación.

1. Reducción de los asentamientos debido a la disminución de la relación de vacíos
2. Aumento de la resistencia del suelo
3. Reducción de la contracción

Las principales desventajas son el que se aumenten el hinchamiento y el potencial de expansión por heladas.

7-5 TEORIA DE LA COMPACTACION

Una especificación de control para la compactación de suelos cohesivos fue elaborada por R. R. Proctor cuando construía presas para el Distrito de aguas de Los Angeles hacia fines de la década de 1920. El método original fue dado a conocer en una serie de artículos en el *Engineering News Record* (Proctor, 1933). Por esta razón el ensayo de compactación estándar en laboratorio comúnmente se llama ensayo Proctor.

Proctor definió las cuatro variables de la compactación del suelo como:

1. Peso unitario seco (él usó realmente la relación de vacíos en el trabajo original)
2. Contenido de agua
3. Esfuerzo de compactación (o energía)
4. Tipo de suelo (gradación, presencia de limo, arcilla, partículas grandes, etc.)

El esfuerzo de compactación es una medida de la energía mecánica aplicada a la masa de suelo. En unidades SI la energía de compactación está en kilojoules por metro cúbico (kJ/m^3), donde 1 kJ = 1 kN · m. En unidades p/lb/s, 1 pie·1b/pie^3 = 0.047 96 kJ/m^3. En el terreno, el esfuerzo de compactación está relacionado con el número de pasadas de la pieza particular del equipo de compactación en un volumen dado de suelo. El esfuerzo de compactación rara vez es un criterio de especificación del trabajo de campo debido a la dificultad de medirlo. Más bien se usa el valor final del peso unitario seco del suelo, el uso de un tipo particular de compactador, o un número especificado de pasadas con una pieza dada del equipo.

En el laboratorio, la energía de compactación puede ser desarrollada por impacto (la más común), amasado o por medios estáticos. Durante la compactación por impacto, un martillo cae varias veces en una muestra del suelo en un molde. Se especifican el tamaño del martillo, la altura de caída, el número de golpes, el número de capas de suelo y el volumen del molde. El ensayo de compactación estándar (también ensayo Proctor o ensayo AASHTO o ASTM estándar) utiliza un molde de 105 mm (el más común) o de 152 mm de diámetro y consiste en:

	Unidades SI	Unidades plbs.
Martillo	24.5 N	5.5 lb
Altura de caída	0.305 m	12 in
Número de capas	3	
Golpes por capa	25	
Volumen del molde (105 mm de diámetro)	0.000 942 2 m^3 ([1])	1/30 ft^3
Suelo	(−) Malla No. 4 ([2])	

El esfuerzo de compactación por impacto para el ensayo de compactación estándar se calcula fácilmente.

En unidades SI:

$$EC = \frac{24.5 \text{ N} \times 0.305 \text{ m} \times 3 \text{ capas} \times 25 \text{golpes/capa}}{0.000\,942\,2 \text{ m}^3 \times 1000} = 594.8 \text{ kJ/m}^3$$

En unidades plbs:

$$EC = \frac{594.8}{0.047\,96} = 12\,400 \text{ pie} \cdot \text{lb/pie}^3$$

Para los métodos de compactación por amasado y estáticos, el cálculo de la energía de compactación es extremadamente complejo. En la compactación por amasado, el pisón comprime al suelo aplicándole una presión dada en una fracción de tiempo. Se ha supuesto que la acción de amasado simula la compactación producida por un rodillo pata de cabra en la compactación en el terreno. En la compactación estática, el suelo es presionado en un molde por una presión estática de alguna magnitud y la fricción lateral en el molde llega a ser un factor significante, ya que se desarrolla una presión lateral que está relacionada con la presión vertical de acuerdo con la ec. (15-1). La compactación por amasado puede ser aplicada sólo a suelos cohesivos y la compactación estática a cualquier suelo.

[1] El autor sugiere usar un molde de 1000 cm^3 (0.001 m^3) con dimensiones de 10.3 cm de diámetro por 12 cm con 3 capas a 26 golpes para la versión estándar SI de este ensayo. Las comparaciones de ensayos usando este nuevo molde y el estándar de 1/30 pie^3, en una conversión sencilla, dan resultados idénticos. Con cualquier otro nuevo molde será necesario mantener la razón L/d aproximadamente constante; de otro modo, la fricción con la pared afectará al peso unitario.

[2] El suelo que pasa la malla de 19 mm también se usa pero usualmente con el molde de 152 mm. Debieran consultarse las normas ASTM acerca de procedimientos cuando el suelo contiene estas partículas grandes.

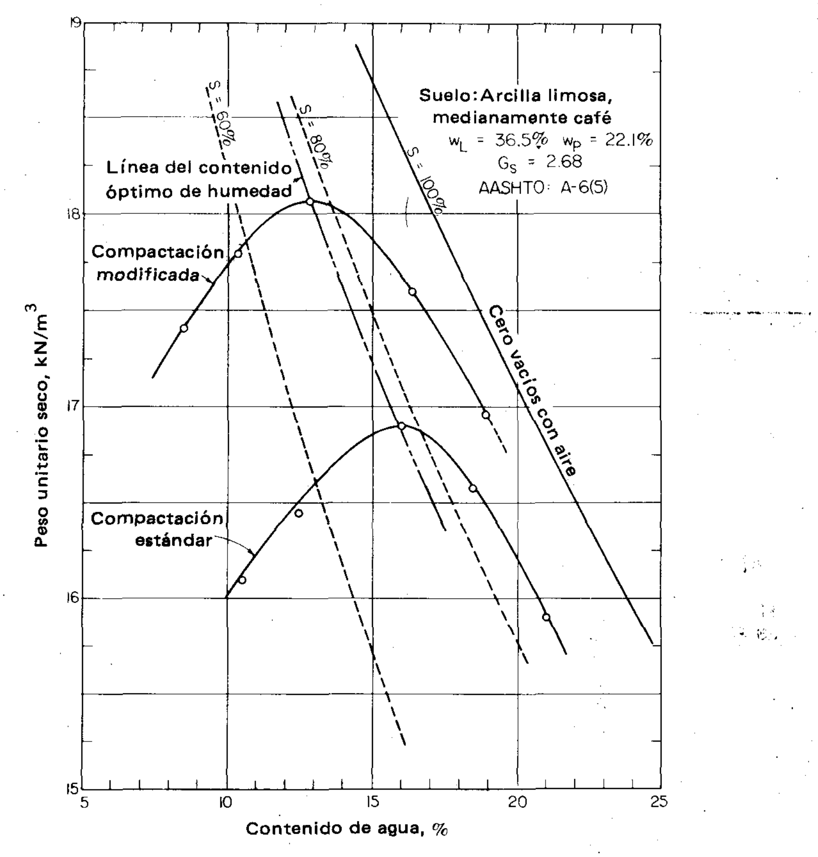


Figura 7-1 Curvas de ensayos de compactación estándar y modificado de un suelo arcilloso glacial cercano a Peoria, Ill.

En el ensayo de compactación estándar se compactan varias muestras del mismo suelo, pero a diferentes contenidos de humedad y con el mismo esfuerzo de compactación en el molde estándar de volumen conocido. Se anotan los pesos unitarios húmedos y se extraen muestras para el contenido de agua. Después de obtener el contenido de agua para cada ensayo, se calcula el peso unitario y se dibuja una curva del peso unitario seco contra el contenido de agua, como en la fig. 7-1. Generalmente, se requieren cinco puntos para obtener una curva confiable, con el contenido de agua entre puntos espaciados no más allá de 3 por ciento. Los cálculos para los puntos de la curva se realizan como sigue:

$$\gamma_{\text{húmedo}} = \frac{\text{peso del suelo en el molde de compactación}}{\text{volumen del molde de compactacion}} \tag{7-1}$$

y después de obtener el contenido de agua

$$\gamma_{\text{seco}} = \frac{\gamma_{\text{húmedo}}}{1 \times W} \tag{7-2}$$

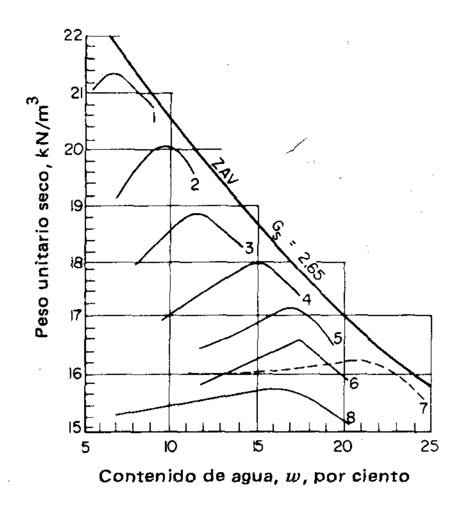


Figura 7-2 Curvas típicas de ensayos de compactación estándar para los suelos mostrados (*Según Johnson y Sallberg, 1960*).

La curva de compactación es única para un tipo de suelo dado un método de compactación y un esfuerzo de compactación. El punto máximo de la curva de compactación corresponde al máximo peso unitario seco y al contenido óptimo de humedad (COH). Las especificaciones para rellenos están siempre basadas en el peso unitario seco máximo y a veces en ambos, el peso y el COH.

Los valores típicos de los pesos unitarios máximos secos oscilan entre 16 a 20 kN/m^3, con los valores máximos en el intervalo de 13 a 24 kN/m^3 (véase el intervalo típico en la fig. 7-2). Los valores de $\gamma_d > 23$ kN/m^3 son raros, ya que este valor es cercano al del concreto húmedo. Los contenidos típicos de humedad óptima oscilan entre 10 y 20 por ciento con un intervalo máximo de 5 a 30 por ciento. En la fig. 7-1 se ilustran las curvas que representan el grado de saturación del suelo a varios contenidos de humedad. Las curvas de saturación dependen tanto de S como de G_s; las que se ilustran corresponden a $G_s = 2.68$, como se señala en la fig. Obsérvese que para el COH del suelo ilustrado en la fig. 7-1, el grado de saturación es de aproximadamente 75 por ciento. Obsérvese también que la curva de compactación, aun a muy altos contenidos de agua, nunca alcanza la curva de cero vacíos con aire (S = 100 por ciento). Esto es verdad tanto para esfuerzos de compactación bajos como para altos (tal como la curva *b*) y puede ser atribuida al hecho de que los granos son libres para moverse y que el agua no está confinada; en consecuencia, algo de aire estará siempre presente en algunos de los huecos.

La curva *b* de la fig. 7-1 es una curva de compactación obtenida usando el *ensayo de compactación modificado* (también AASHTO modificado o

ASTM modificado). Este ensayo utiliza el mismo molde[3] de compactación y:

Martillo = 44.5 N
Altura de caída = 0.457 m
Capas y golpes = 5 a 25

El lector debe verificar que la energía de compactación para este ensayo es de 2698 kJ/m^3. El ensayo de compactación modificado fue desarrollado durante la Segunda Guerra Mundial para la compactación de subrasantes de aeropuertos destinados a soportar pesados aviones militares.

La curva *b* ilustra un fenómeno encontrado en la compactación de suelos: el aumento de la energía de compactación resulta en un mayor peso unitario seco y un menor COH. Debe observarse de los anteriores cálculos de la energía de compactación, que el aumento de la energía de compactación no es proporcional al aumento del peso unitario seco. El ensayo de compactación modificado usa casi cuatro veces la energía de compactación del ensayo estándar. Para este suministro de energía adicional, rara vez aumenta el peso unitario seco más allá de un 10 por ciento.

Una línea dibujada a través de los picos de la familia de curvas de compactación obtenidas con diferentes esfuerzos de compactación en el mismo suelo, será aproximadamente paralela a la curva cero vacíos con aire. Esta línea es llamada la *línea de los contenidos óptimos de agua*. En la fig. 7-2 se ilustran curvas típicas de compactación para diferentes tipos de suelos. Uno puede notar una similitud básica en la forma de todas las curvas para los varios tipos de suelos ilustrados en esta gráfica. La tendencia general mostrada para los pesos unitarios más altos con menores cantidades de arcilla es mundial.

Estas curvas ilustran que a bajos contenidos de agua el suelo está seco y que no hay agua suficiente para realizar un quiebre o un ablandamiento de los terrones de arcilla. La compactación en este intervalo de humedad depende, primariamente, de que el suministro de energía sea suficiente para romper los terrones. A medida que el contenido de agua aumenta, las partículas tienen agua suficiente como para desmoronar los terrones y crear películas de agua. Las películas de agua de las partículas arcillosas reducen los vínculos, aumentando el espaciamiento de tal forma que la energía de compactación tiende a producir una estructura más dispersa. Puede desarrollarse una pequeña contribución de lubricación por el agua en los puntos de contacto entre partículas. Cuando se alcanza cierto contenido de agua, esta condición se optimiza. Más allá de este punto, el grado de saturación llega a ser tal que los golpes del martillo causan grandes presiones intantáneas de poros. Esto se

[3] A veces se usa un molde de 152 mm de diámetro en vez de 105 mm de diámetro en algunas de las versiones de la ASTM de este ensayo y del de compactación estándar.

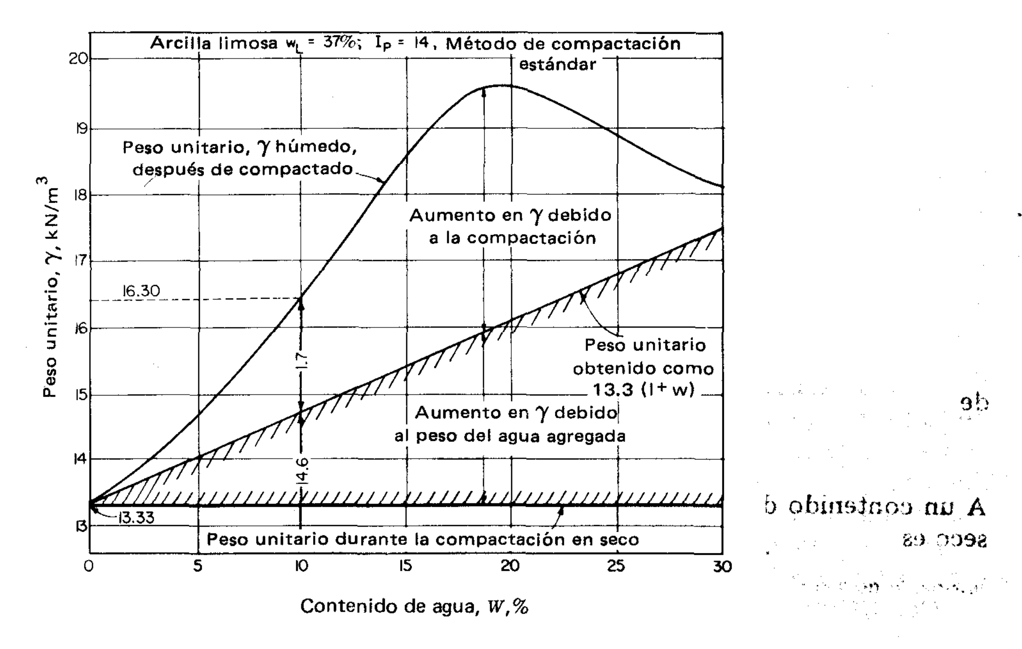


Figura 7-3 Relación entre el contenido de humedad contra el peso unitario, mostrando el efecto de la adición de agua y los consecuentes aumentos en el peso unitario por el agua y la compactación (*Según Johnson y Sallberg, 1960*).

traduce en fallas por corte local alrededor del martillo, de tal forma que ocurre un desplazamiento de la masa de suelo en vez de un arreglo de las partículas. Estos desplazamientos por corte significan que, sin importar cuánta agua adicional sea agregada o de cuánto sea el suministro de esfuerzos de compactación, el suelo nunca puede llegar a un estado de $S = 100$ por ciento.

El efecto del agua en la compactación también se ilustra en la fig. 7-3 para un suelo particular que tiene un peso unitario seco inicial de 13.30 kN/m³ a $w = 0$ por ciento. Se ha agregado agua y se ha compactado la muestra. Se han calculado el contenido de agua y el peso unitario *húmedo* en 10 por ciento y 16.3 kN/m³, respectivamente. Esto puede ser interpretado como

$$\gamma_d\,(\text{inicial}) + 0.10\gamma_d + \text{peso adicional del suelo húmedo compactado}$$

Sustituyendo,

$$13.3 + 0.10\gamma_d + [16.3 - 13.3\,(1.1)] = 16.3 \text{ kN/m}^3$$

El peso unitario correspondiente al contenido de agua de 10 por ciento es

$$\gamma_d = \frac{16.3}{1 + 0.1} = 14.8 \text{ kN/m}^3$$

Si simplemente hubiéramos agregado 10 por ciento de agua al suelo seco pero sin compactarlo, el peso unitario húmedo hubiera sido

$$\gamma_{\text{húmedo}} = 13.3(1.1) = 14.63 \text{ kN/m}^3$$

(no el valor de 16.3 obtenido
por compactación)

El agua real añadida es 16.3 − 14.8 = 1.5 kN/m^3 y no 13.3 (0.1) = 1.33 kN/m^3. Esta agua añadida (1.5 kN/m^3) y el proceso de compactación produjeron un incremento adicional en el peso unitario seco de

$$\Delta\gamma_d = 14.8 - 13.3 = 1.5 \text{ kN/m}^3$$

A un COH aproximado de 20 por ciento, la adición de 3.28 kN/m^3 de agua más la energía de compactación produce un aumento del peso unitario seco de

$$\Delta\gamma_d = 16.4 - 13.3 = 3.1 \text{ kN/m}^3$$

A un contenido de humedad de 25 por ciento, el cambio en el peso unitario seco es

$$\Delta\gamma_d = 15.0 - 13.3 = 1.7 \text{ kN/m}^3$$

en consecuencia, la adición de 5 por ciento de agua se traduce en una disminución del peso unitario seco en relación con el valor al COH. El lector debería extrapolar la curva del peso unitario húmedo y encontrar el contenido de agua para el cual no se ha obtenido aumento del peso unitario seco por compactación (i.e., la ubicación alterna de γ_d = 13.3 kN/m^3). Esta curva ilustra claramente que el agua es necesaria para lograr un aumento en el peso unitario, pero también que el agua en demasía es indeseable.

El comportamiento durante la compactación de los suelos cohesivos, como el aquí descrito, es típico tanto en los procedimientos de laboratorio como en los de terreno. Las curvas obtenidas por los dos procedimientos diferentes variarán algo con el COH y la densidad máxima seca, pero tendrán formas similares como se indica en la fig. 7-4.

Los ensayos de compactación de laboratorio fueron desarrollados como un patrón de calidad para la compactación de terreno. La correlación entre la compactación de terreno y la de laboratorio no es directa, ya que en el laboratorio se usa energía por impacto y en la mayoría de los métodos de compactación de terreno se usa el amasado o una combinación de amasado y de presión estática. El Ensayo de compactación en miniatura de Harvard fue desarrollado por Wilson (1950) como un intento para superar esta deficiencia, pero este ensayo no ha llegado a ser muy popular debido al pequeño tamaño de la muestra. El equipo en miniatura es útil para compactar muestras pequeñas en laboratorio para el uso de estudiantes en ensayos de resistencia.

Numerosos factores influyen en la compactación de los suelos, tanto en el laboratorio como en el terreno. Una discusión completa está más allá del campo de este texto y el lector interesado podría consultar publicaciones tales como las de Johnson y Sallberg (1960, 1962), USBR (1968), o varios textos de laboratorio, como el de Bowles (1980).

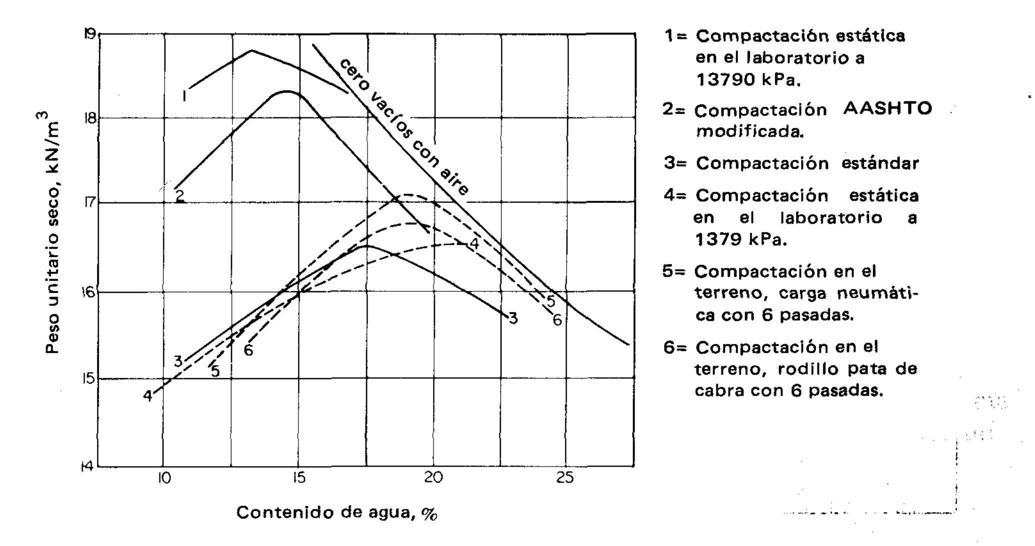


Figura 7-4 Comparación de pesos unitarios de compactación en el terreno y en el laboratorio (*Turnbull, 1950; ver también a Lambe y Whitman, 1969*).

7-6 PROPIEDADES Y ESTRUCTURA DE LOS SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS

La estructura y, en consecuencia, las propiedades de ingeniería de los suelos cohesivos compactados dependerán grandemente del método o tipo de compactación, del esfuerzo de compactación, del tipo de suelo y del contenido de agua. Normalmente, el contenido de agua del suelo compactado está referido al COH para el tipo dado de compactación. Dependiendo de la posición relativa, este puede estar "más seco que el óptimo", "cerca o en el óptimo" o "más húmedo que el óptimo". Las investigaciones con arcillas compactadas han indicado que cuando ellas son compactadas más secas que el óptimo, la estructura del suelo es esencialmente independiente del tipo de compactación (Lambe 1958; Seed y Chan, 1959). Cuando están más húmedas que el óptimo, el tipo de compactación tiene un efecto significante en la textura del suelo y, consecuencialmente, en su resistencia y compresibilidad.

La textura de las arcillas compactadas es tan compleja como la de las arcillas naturales estudiadas en el cap. 6. Para el mismo esfuerzo de compactación, con contenidos de agua crecientes, la textura del suelo llega a ser cada vez más orientada (o dispersa). Hacia el lado seco del óptimo, los suelos tienden a producir una textura floculada (o de castillo de naipes). Esto se ilustra cualitativamente en la fig. 7-5, con la textura en *B* más dispersa que en *A*. Si aumenta el esfuerzo de compactación, el suelo llega a estar más disperso, aunque el contenido de agua permanezca constante, como en el punto *E*. La textura de la muestra está considerablemente más orientada en

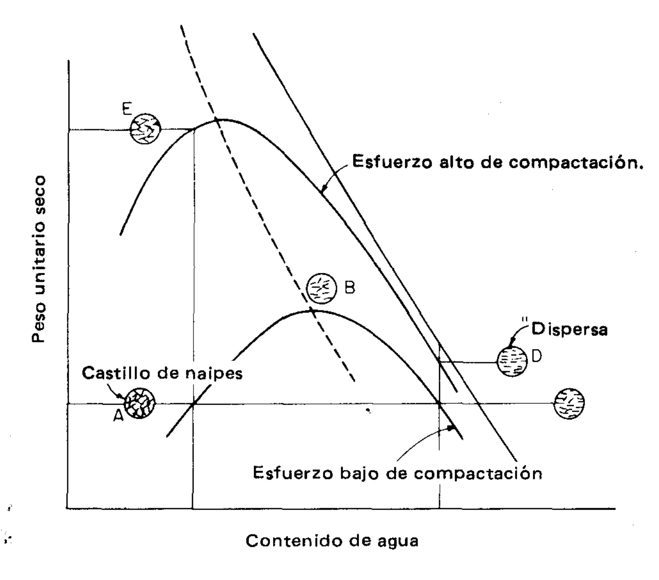


Figura 7-5 Efecto cualitativo de la compactación en la textura y estructura del suelo (*Según Lambe, 1958*).

C que en *A* para la misma energía ya que está más húmeda que el óptimo. También la textura en *D* estará más orientada que en *C* para el mismo contenido de agua, debido al mayor esfuerzo de compactación.

El flujo de agua a través del suelo (permeabilidad, discutida en el cap. 8) depende de la relación de vacíos y de la orientación de la textura y decrecerá:

1. A esfuerzo de compactación constante y contenido de agua creciente, ya que los ensayos han mostrado que una textura dispersa es menos permeable
2. Cuando aumenta el esfuerzo de compactación, ya que origina una disminución en la relación de vacíos y produce una textura más dispersa

La compresibilidad (cap. 11) de las arcillas compactadas parece ser una función del nivel de los esfuerzos impuestos en la masa de suelos. A niveles relativamente bajos de esfuerzos, las arcillas compactadas del lado húmedo del óptimo son más compresibles. A niveles altos de esfuerzos, las arcillas compactadas del lado húmedo del óptimo son menos compresibles. Langfelder y Nivargikar (1967) consideran los diversos factores que afectan la compresibilidad y resistencia de las arcillas compactadas.

El hinchamiento de las arcillas compactadas es mayor para aquellas compactadas del lado seco del óptimo. Esto puede atribuirse a la estructura de orientación más errática que produce mayor sensibilidad al agua en los puntos de contacto. Puede suceder también del lado húmedo del óptimo, $S \rightarrow 100$ por ciento, que es la condición usual a largo plazo que causa hinchamiento de las arcillas in situ en subrasantes y bajo losas de piso en construcciones. En este caso, el suelo comienza con un contenido de agua cercano al de su estado final, mientras que una condición inicial del lado seco del óptimo requiere de un cambio de estado para obtener $S \rightarrow 100$ por ciento.

La resistencia de las muestras cohesivas compactadas al lado seco del óptimo es mayor y tienden a una falla frágil, mientras que las compactadas al lado húmedo del óptimo tienden a tener resistencias más bajas y una falla progresiva (véase fig. 14-1*b*). La resistencia del lado húmedo del óptimo también depende en algo del tipo de compactación. El contenido de agua es un parámetro particularmente significativo en la resistencia del suelo debido tanto al ablandamiento de los vínculos entre partículas como al hinchamiento. Es de particular interés que los núcleos de arcilla de las presas puedan ser compactados del lado húmedo para que así puedan tolerar un gran asentamiento diferencial sin agrietamientos. La subrasante de rellenos de carreteras podría ser compactada del lado seco del óptimo por consideraciones de resistencia; si esto se compara con el hinchamiento y/o pérdida de resistencia en caso de saturación del relleno, podría especificarse alternativamente una compactación del lado húmedo del óptimo.

7-7 EQUIPO DE EXCAVACION Y COMPACTACION

El suelo que va a ser usado en un relleno compactado es extraído de un área de préstamo. Este puede estar dentro o fuera del lugar. Para excavar el material de préstamo se utilizan palas mecánicas, cables de arrastre y traíllas autopropulsadas. Estos equipos pueden cortar capas de diferentes materiales, permitiendo así la mezcla de varios suelos. La pala mecánica mezcla el suelo cortándolo a lo largo de una superficie vertical, mientras que la traílla mezcla el suelo raspándolo a través de una superficie inclinada en la que pueden estar expuestas diferentes capas.

El área de préstamo puede estar cerca o a varios kilómetros del lugar del relleno. Se usan varios tipos de equipos para transportar y esparcir el suelo en el área de relleno. Estos incluyen traíllas, camiones convencionales y camiones especialmente hechos para este propósito. Es preferible esparcir el material a medida que se descarga para ahorrar tiempo de esparcido. Sin embargo, a menudo el material de préstamo requiere de un procesamiento previo a la compactación, el que puede incluir someter el suelo a un proceso que lo mezcle a fondo, que simplemente lo esparza y con un disco de arado lo pulverice, que le agregue agua o que lo seque. La capa de suelo suelta colocada sobre una capa previamente compactada tiene un espesor de un rango de 15 a 50 cm dependiendo del tamaño, tipo de equipo y de la naturaleza del suelo que se va a compactar.

El equipo de compactación por usar depende del tipo de suelo (y del equipo disponible por parte del contratista). Hay equipos que aplican presión, vibración, presión-vibración y energía de amasado. El equipo puede ser autopropulsado o remolcado. La fig. 7-6 ilustra varios tipos de equipos de compactación comúnmente usados en proyectos de rellenos. Las características particulares de varios tipos de equipos de compactación son las siguientes:

1. *Rodillos de ruedas planas.* Estos rodillos dan 100 por ciento de cubrimiento bajo la rueda con presiones de contacto de hasta 400 kPa. Pueden ser usados en todos los tipos de suelo excepto cuando existen grandes bolos. Estos rodillos son también llamados rodillos de ruedas de acero. Son especialmente apropiados para suelos sin cohesión, con y sin aparatos de vibración incluidos. Son muy eficientes cuando se utilizan para compactación de arenas saturadas. Estos rodillos frecuentemente se emplean para la cilindrada (el rodillado) final de subrasantes y bases y la compactación de pavimentos asfálticos; los rodillos son autopropulsados.
2. *Rodillos neumáticos.* Estos rodillos dan alrededor de un 80 por ciento de cubrimiento, con presiones en los neumáticos de hasta 700 kPa. Se emplean varias filas de cuatro a seis neumáticos cercanamente espaciados, con espaciamentos frontales y traseros alternados, para obtener el porcentaje de cubrimiento mencionado. Pueden ser remolcados pero generalmente son autopropulsados y pueden ser usados para suelos cohesivos o no cohesivos. A veces los neumáticos son desalineados verticalmente (rueda oscilante) para producir una acción de amasado en el suelo.
3. *Compactadores de rueda segmentada.* Producen cerca de un 60 por ciento de cubrimiento y generan presiones de contacto de hasta 1000 kPa. Han sido diseñados para suelos cohesivos y el espesor de la capa por compactar está generalmente restringido a 15 cm.
4. *Rodillos de pata de carnero o rodillos apisonadores.* Estos rodillos producen alrededor de 40 por ciento de cubrimiento y presiones de contacto de 1400 a cerca de 8500 kPa dependiendo del diámetro del rodillo y de si el tambor es llenado para aumentarle peso. El rodillo apisonador tiene patas pequeñas y rectangulares semejantes al rodillo pata de cabra. La compactación comienza en el suelo por debajo de la proyección de la pata (alrededor de 15 a 20 cm de profundidad) y la profundidad de penetración es sucesivamente menor en las subsiguientes pasadas. Estos rodillos son apropiados sólo para suelos cohesivos. Por lo común son autopropulsados y pueden tener dos rodillos como ruedas frontales o cuatro rodillos para ambos juegos de "ruedas".
5. *Rodillos de pata de cabra.* Estos rodillos producen alrededor de 8 a 12 por ciento de cubrimiento debido a la pequeña "pata de cabra" que tiene proyecciones de 3 a 8 cm^2 de área. Puede llenarse el tambor con agua o arena para aumentar el peso. Las presiones de contacto varían de alrededor de 1400 a 7000 kPa. Los rodillos pata de cabra por lo común son remolcados en paralelo o de dos en paralelo con otro atrás para cubrir el hueco entre los rodillos frontales. Seis a ocho pasadas (produciendo 40 a 60 por ciento de cubrimiento) obtendrán normalmente la densidad requerida debido a la extensión o propagación de la presión de contacto de las puntas de las patas de cabra. Este rodillo es apropiado sólo para suelo cohesivo.
6. *Rodillos de malla o de rejilla.* Producen alrededor de un 50 por ciento de cubrimiento y presiones de contacto entre 1400 a cerca de 6000 kPa. Este rodillo es útil para compactar suelos rocosos, gravas y arenas.

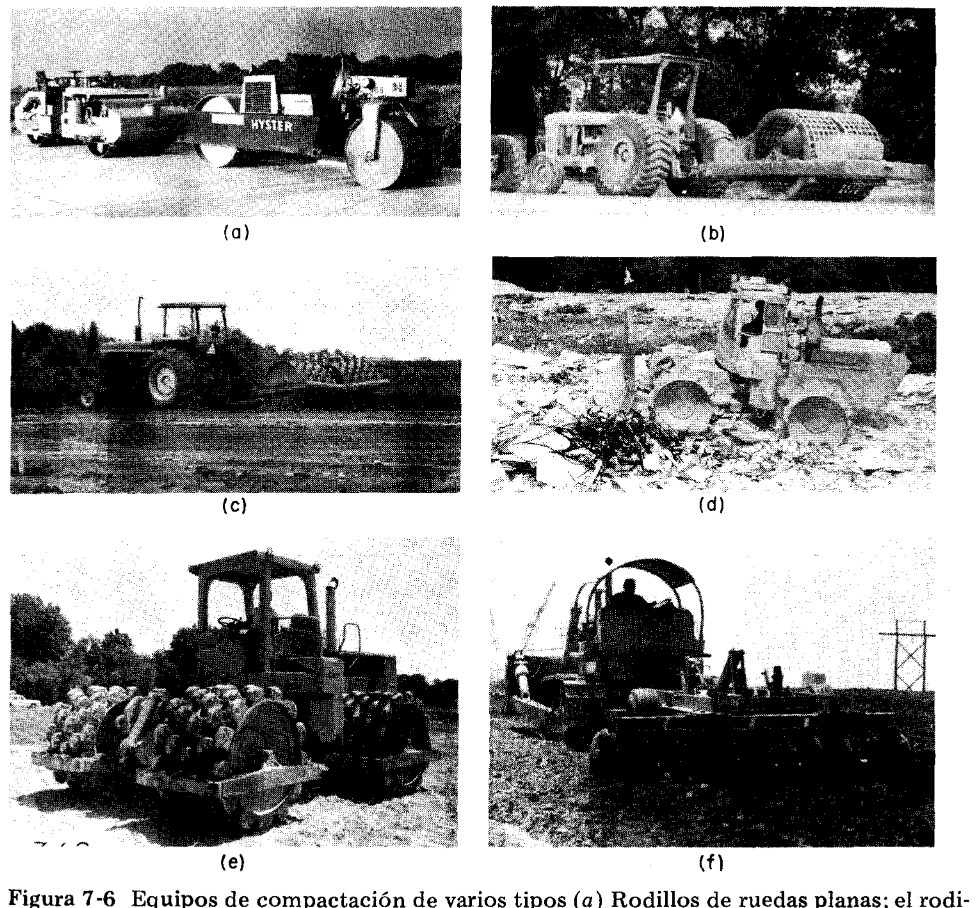


Figura 7-6 Equipos de compactación de varios tipos (*a*) Rodillos de ruedas planas; el rodillo de la izquierda está equipado con un aparato vibrador; (*b*) rodillo de rejilla o de malla; (*c*) rodillos pata de cabra remolcados por un gran tractor del tipo agrícola; (*d*) compactador de rueda de acero en un relleno sanitario; (*e*) rodillo apisonador autopropulsado; (*f*) el uso de discos para procesar un suelo de relleno previamente a la compactación.

Se colocan vibradores verticales a los rodillos de rueda de acero para densificar al suelo granular en forma más eficiente. El principio es confinar al suelo de la mayor parte del área de contacto aplicando presión por el peso del equipo y usando vibración para romper o dislocar los puntos de contacto entre partículas, de tal forma que puedan ocurrir deslizamientos entre ellas. Hay disponibles pequeñas planchas vibradoras manuales con un intervalo de 0.23 a 1.2 metros cuadrados y con masas de 450 a 5000 kg. Estos equipos se utilizan en áreas reducidas, tales como rellenos de zanjas para alcantarillas y tuberías y de zanjas en general; de zonas traseras de los muros de contención y de zonas adyacentes a muros de cimentaciones de edificios. La profundidad efectiva de compactación oscila desde alrededor de 7 a 20 cm. La tabla 7-1 tabula el equipo de compactación para varios suelos con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 7-1 Equipo de compactación y aplicaciones de la compactación del suelo

Grupo del Suelo	Tipo de suelo		Grado de compactación	Rellenos superficiales y rellenos posteriores: Equipo típico de compactación	No. de pasadas o cubrimientos	Espesor capa por compactar	w de colocación, %	γ seco kN/m³	Control de terreno	Fundaciones profundas: Método de compactación	Control de terreno
Permeable o de fácil drenaje	GW GP SW SP	Compactado	95 a 105 por ciento del ensayo de compactación estándar o 75 a 85 por ciento de Dr	Rodillo de ruedas de acero o compactador vibratorio Rodillo neumático Tractor de orugas Pisones manuales (masa > 45 kg)	Según se requiera 2-5 2-5 Según se requiera	Según se requiera 300 mm 200 < 150	Saturada por inundación	17–21	Ensayos de densidad en terreno en ubicaciones al azar	Ninguno disponible excepto cerca de la superficie como es indicado a la izquierda	
		Semi-compactado	90 a 95 por ciento del ensayo de compactación estándar o 60 a 70 por ciento de Dr	Rodillo neumático Tractor de orugas Pisones manuales Tráfico controlado del equipo de construcción	2-5 1-5 Según se requiera	350 250 < 200	Saturada por inundación	16–20	Ensayos de densidad en terreno en ubicaciones al azar	Vibroflotación, pilotes de compactación, pilotes de arena, explosivos y métodos de superficie	Muestras no perturbadas de sondeos o excavaciones a cielo abierto; SPT antes y después de la compactación
Semipermeable a impermeable	GM GC SM	Compactado	95 a 105 por ciento del ensayo de compactación estándar.	Rodillo neumático Rodillo pata de cabra Pisones manuales	2-5 4-8 Según se requiera	200 150 < 100	COH basado en ensayos de compactación de laboratorio	16–20	Ensayos de densidad en terreno en ubicaciones al azar para determinar CR.	Rellenos de precarga. Descenso del nivel freático Se aplica la teoría general de la consolidación	
	SC ML CL OL MH CH OH	Semi-compactado	90 a 95 por ciento del ensayo de compactación estándar.	Rodillo neumático Rodillo pata de cabra Tractor oruga Pisones manuales Tráfico controlado del equipo de construcción	2-4 4-8 2-4 Según se requiera Según se requiera	250 200 150 < 150 < 200		14–19			

Notas :
1. Rodillos neumáticos con presiones en los neumáticos de 550 a 700 kPa.
2. Rodillos pata de cabra con presiones en la pata del orden de 1700 a 3500 kPa.
3. Tractores oruga que pesan más de 85 kN y presiones en la oruga mayores a 45 kPa.
4. La *pasada* es realizada con el rodillo pata de cabra; el *cubrimiento* es realizado con rodillos neumáticos, rodillos de rueda de acero y tractores oruga. El cubrimiento incluye 100 por ciento de la superficie, mientras que puede ser obtenida una compactación suficiente con 3 a 5 pasadas que comprenden sólo 45 a 50 por ciento del área superficial.

7-8 ESPECIFICACIONES DE COMPACTACION

El objetivo de la compactación es mejorar las propiedades de ingeniería del suelo. Debe especificarse el peso unitario seco para cumplir este propósito y no especificar simplemente "el suelo será compactado hasta el 95 por ciento del peso unitario obtenido en el ensayo estándar de compactación". Muchas especificaciones estándares para suelos contienen cláusulas como ésta para facilitar la redacción de las especificaciones. Infortunadamente, en muchos casos estas cláusulas estándares se usan sin una preocupación verdadera por las propiedades de ingeniería. Supongamos que un análisis de ingeniería ha determinado que la compactación de terreno debe ser de un porcentaje de la determinada en la muestra compactada en laboratorio, después de la inspección de la curva humedad-peso unitario seco para ver cuáles son los valores del COH y de la densidad máxima seca. Presumiblemente se han efectuado suficientes ensayos de clasificación o de resistencia de tal manera que ahora se toma una decisión y se resuelve que la *compactación relativa* (un porcentaje de aquella obtenida en laboratorio) esté definida por

$$CR = \frac{\text{peso unitario seco de terreno}}{\text{peso unitario seco máximo del ensayo de laboratorio}} \times 100 \text{ por ciento} \tag{7-3}$$

que fija el valor del peso unitario seco que debe obtenerse en el terreno. El valor de la CR es típicamente de 105 a cerca de 90 por ciento y por lo general se basa en γ, propiedades índices, clasificación y comportamiento previo. Nótese que el valor se define a partir del ensayo de laboratorio y que puede ser el estándar, modificado o de algún otro con magnitud diversa de energía de compactación. Junto con la CR, puede haber un requisito de contenido de agua de compactación, digamos 3 por ciento más húmedo que el óptimo, óptimo ± 1.5 por ciento, 3 por ciento al lado seco del óptimo, etc., basado en factores climáticos, consideraciones de uso del relleno y otros factores tales como los ya considerados.

El lector debiera advertir de que hay una apreciable diferencia entre la CR y la densidad relativa definida por la ec. (6-1). La densidad relativa (si es usada) se aplica sólo a suelos sin cohesión con pocos finos bajo la malla No. 200; sin embargo, el autor ha usado con éxito en varias ocasiones una comparación del peso unitario en vez de la D_r. El ensayo de compactación es generalmente utilizado si el suelo contiene más de 12 por ciento de finos, pero no hay razón como para que algún tipo de ensayo del peso unitario no pueda ser usado para todos los suelos para establecer especificaciones de compactación.

Una relación entre la densidad relativa y la compactación o compacidad relativa se ilustra en la fig. 7-7. Un estudio estadístico realizado por Lee y Singh (1971) en 47 suelos granulares diferentes indicó que la compactación relativa correspondiente a una densidad relativa cero es de aproximadamente 80 por ciento. Además, debe notarse que la compactación relativa nunca puede ser menor a cerca de 80 por ciento, ya que el suelo siempre tiene un

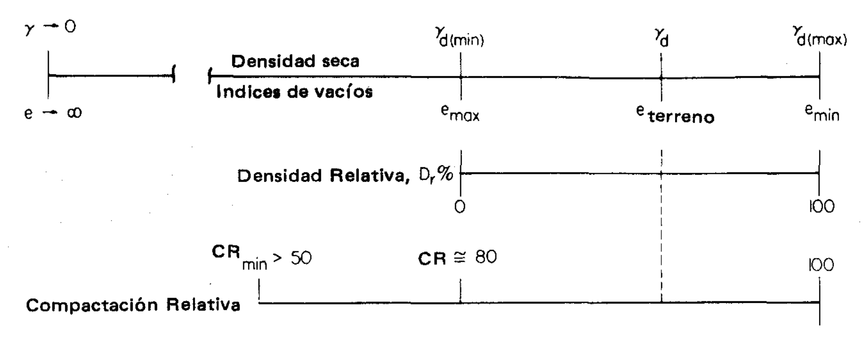


Figura 7-7 Relaciones entre densidad relativa, densidad y compactación o compacidad relativa. (*Según Lee y Singh, 1971*).

peso unitario y el simple vaciado para apilarlo producirá pesos unitarios del orden de 12 a 14 kN/m^3.

En la mayoría de las carreteras y edificios se usan especificaciones del peso unitario y/o del contenido de agua (producto final). En la medida en que el contratista sea capaz de obtener la compactación relativa especificada, no debe importar cómo se obtiene o qué equipo se utiliza. La economía del proyecto debe asegurar que el contratista utilice los procedimientos de compactación más eficientes. Las condiciones de compactación más económicas se ilustran en la fig. 7-8, la que muestra tres curvas cualitativas de compactación a diferentes esfuerzos de compactación para el mismo suelo. Un análisis

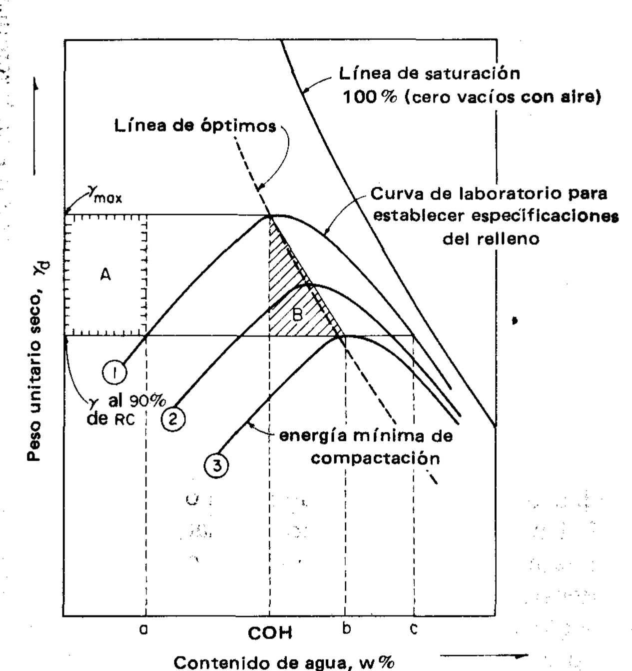


Figura 7-8 El peso unitario seco contra el contenido de agua ilustra las condiciones de compactación más económicas en terreno. Suponiendo que la colocación del contenido de agua no es un parámetro significativo, cualquier *W* en la zona *B* se traducirá en una eficiencia máxima de compactación.

de estas curvas, suponiendo que la curva 1 representa la curva que puede ser obtenida con el equipo existente, indica que para alcanzar, digamos un 90 por ciento de compactación relativa, el contenido de agua del suelo usado en el relleno debe ser mayor que el contenido de agua *a* y menor que el contenido de agua *c*. Estos puntos se encuentran donde el 90 por ciento de la línea CR intercepta la curva 1. Si el contenido de agua del relleno no está en el intervalo de *a* a *c* como en la zona *A* de la fig. 7-8, será difícil, si no imposible, obtener la CR requerida sin aumentar el esfuerzo de compactación, aumentando el número de pasadas o usando equipo más pesado. Esto explica el porqué es necesario humedecer (por rociado) o secar (con discos) al suelo antes de compactar.

Refiriéndonos de nuevo a la fig. 7-8, desde un punto de vista solamente económico, el contenido de agua más económico debería estar en *b*, donde es necesario el mínimo esfuerzo de compactación para alcanzar 90 por ciento de la CR. Sin embargo, el alcanzar la CR mínima para un proyecto requiere del uso de un esfuerzo de compactación ligeramente mayor, como en la curva 2. Con esta consideración (teniendo en cuenta que existirán algunas fluctuaciones inevitables en el contenido de agua debido a factores ambientales), los contenidos más económicos de agua para el relleno estarán en la zona rayada *B* entre el COH y *b* y están "del lado húmedo del óptimo".

7-9 CONTROL DE LA COMPACTACION EN EL TERRENO

Los ensayos de terreno son necesarios para determinar si se han cumplido las especificaciones de compactación relativa. La(s) ubicación(es) del ensayo debiera(n) ser representativa(s) o típica(s) de la capa compactada y del material de empréstito. Las especificaciones típicas para trabajos pueden especificar un ensayo en el terreno para el peso unitario[4] por cada 1000 a 3000 m^3 de relleno o cuando el material de préstamo cambie significativamente. Puede ser necesario realizar el ensayo en el terreno en la capa inferior si por alguna razón la inspección fuese temporalmente suspendida o especialmente si se han usado rodillos pata de cabra. Los sitios para los ensayos pueden ser elegidos al azar, probando con una barra de 12 a 15 mm (para buscar zonas blandas) o con base en juicios personales. En proyectos grandes, puede usarse una tabla de números aleatorios (tabla 7-2) para obtener las coordenadas de las ubicaciones de los ensayos para evitar los prejuicios del técnico en seleccionar los sitios (Sherman *et al.*, 1967).

Ejemplo 7-1

DADO Un área de relleno de 16 × 150 m y dos capas.

---

[4] Este se conoce comúnmente como ensayo de densidad en el terreno. Es probable que esta terminología continúe siendo uno de los "problemas" en el uso del SI.

SE REQUIERE Usar la tabla de números al azar para obtener las coordenadas para cuatro ubicaciones de ensayo en cada una de las dos capas.

Tabla 7-2 Tabla de números aleatorios. Use el número entero, primer dígito, segundo dígito, primeros dos dígitos, etc. para cada entrada como un número aleatorio

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	16057	43688	44334	73470	36029	98628	65873	95981	16409	39478
2	90781	31691	58816	84699	42103	30877	64837	18638	74650	69832
3	16912	50831	53883	46964	28355	97607	96167	47999	21406	63691
4	83985	19760	93957	19489	91200	77460	93463	20248	29432	53652
5	23887	61081	78790	94252	92003	68007	95276	89500	74668	48696
6	58466	88644	27123	90111	31217	38330	30489	54761	83117	93031
7	29299	82138	53630	92397	59271	17913	25445	23067	26689	17551
8	49598	95030	77669	43385	74670	62512	78271	45552	12081	21582
9	33896	30936	83344	28733	14580	13850	40619	65704	32284	71527
10	56994	30339	10399	81934	15452	20487	39270	84252	84969	34925
11	36894	36092	56141	33005	61489	98271	70052	14176	19258	65804
12	84181	48602	27486	60619	29858	52449	66877	26789	50822	80501
13	18461	59131	59651	66667	25752	47027	70791	33144	31610	90766
14	35004	17366	10528	54429	85783	34960	22855	57764	32264	20082
15	43873	72014	26305	26562	82931	86516	44909	48288	90932	36015
16	48204	75791	63079	69512	25532	44530	94331	69846	64175	40864
17	94364	66167	41721	78013	68174	48069	65946	84485	32139	12772
18	32341	57576	82616	42470	11107	48341	46697	78290	41703	88563
19	44772	85906	20207	52697	52904	57420	86667	93784	21296	38184
20	77562	97250	77693	33952	31771	94514	99730	51652	52445	49397
21	62417	10349	84296	29440	43012	39920	18373	25506	23004	52726
22	76442	86840	65332	71065	72133	54460	12671	88171	66015	71785
23	96900	27897	80531	61432	45690	67476	10666	99470	89055	56170
24	93419	85823	24387	29005	24944	14714	49948	32762	40196	90955
25	88405	63859	21544	21142	38450	81002	36981	24422	39675	40194
26	89660	10750	97814	65802	62022	53586	72648	17047	76282	22567
27	42314	89765	64787	45291	91159	92491	26070	82484	61974	73654
28	46944	41836	69151	34955	91135	72669	61806	41477	17172	38816
29	83740	43131	21062	68972	26378	35988	47376	65070	97459	70006
30	82523	82256	20151	99233	38053	67565	28000	65743	30203	70695
31	87602	53569	31347	74647	90912	73002	41613	35895	40808	94110
32	82906	91833	67205	54785	29921	29927	97673	23682	52653	28407
33	90161	27905	58192	56878	99741	22540	11519	19039	79195	23449
34	79382	90238	88670	48204	71521	65893	90058	10930	12892	85028
35	66484	16313	82920	77322	31492	92498	36672	35206	94974	99123
36	27462	85739	51713	30093	45021	61949	95123	14020	58246	29479
37	66414	67612	35651	84658	87061	39212	27017	91553	94703	84771
38	51325	34019	48488	37111	17171	77727	76492	36703	44002	43310
39	10219	95606	70067	60742	19477	13451	15798	96236	11690	96916
40	99391	67465	84013	30452	62321	81155	63610	47089	74115	91706

SOLUCION Use la tabla 7-2 e interprete los primeros dos dígitos de la columna 1 y los primeros dos dígitos de la columna 2, de cada quinta línea, para obtener las coordenadas X e Y medidas desde el extremo izquierdo de la fig. E7-1. Obtenemos:

Capa	1		2	
Ensayo	X	Y	X	Y (en metros)
1	16	4.3	77	9.7
2	23	6.1	88	6.3
3	56	3.0	82	8.2
4	43	7.2	6.6	16

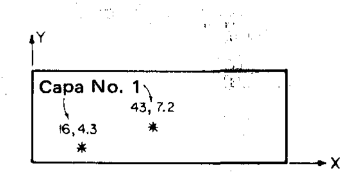


Figura E7-1

Obviamente que podrían usarse otras combinaciones, pero estas coordenadas cubren razonablemente el área del relleno (al menos estadísticamente para cuatro ensayos en cada capa).

Los ensayos de terreno pueden ser *destructivos* o *no destructivos*. Los ensayos destructivos comprenden la excavación y remoción de parte del material de relleno (dejando un hoyo para ser rellenado y compactado más tarde por el contratista) mientras que los ensayos no destructivos determinan indirectamente el peso unitario y el contenido de agua del relleno.

A Ensayos destructivos

Los pasos necesarios para los ensayos destructivos comunes son los siguientes:

1. Ubicar el lugar de ensayo.
2. Excavar un hoyo en el relleno de la profundidad deseada. El tamaño del hoyo dependerá del tamaño máximo del material del relleno y debe ser tan grande como lo permitan las limitaciones del equipo. Pese el suelo húmedo como W_t.
3. Tome una muestra para el contenido de agua (algunas entidades usan el total de la muestra) para determinar la humedad del relleno.
4. Mida el volumen del material excavado usando el hoyo. Las técnicas comúnmente empleadas incluyen el cono de arena y el método del balón (fig. 7-9) y a veces vaciar en el hoyo aceite o agua u otro fluido de peso unitario conocido.

   En el método del cono de arena, se permite el flujo de una arena uniforme, seca, a menudo (−) malla No. 20 y (+) No. 30 o de arena "Ottawa" de proveedores comerciales, de peso unitario conocido, hacia el hoyo a través del sistema de vaciado de un cono estándar. El cono se usa para controlar el ritmo del flujo y la altura, para lograr un peso unitario más reproducible. El concepto de arena de "un tamaño" es similar al concepto de esferas iguales del cap. 6 y sirve también para controlar el peso unitario. El volumen del hoyo se obtiene por proporción, usando el peso unitario de la arena y determinando el peso utilizado para rellenar el hoyo. El método del cono de arena es considerado como el medio más confiable para determinar pesos unitarios in situ y es el patrón de calibración para otros métodos.

   En el método del balón, el volumen del hoyo se determina directamente, expandiendo dentro del hoyo un balón de goma por medio de un cilindro calibrado que usa aire a presión en el agua. Una lectura "antes y después" en el cilindro calibrado da una lectura directa del volumen del hoyo. Debe tenerse cuidado en este método en no aplicar una presión de expansión muy grande al balón, ya que esto agrandaría al hoyo y reduciría al peso unitario calculado.

5. El peso unitario húmedo se calcula como $\gamma_{hum} = W_t$ /volumen del hoyo.
6. El peso unitario seco se calcula usando la ec. (7-2).

7. Se realiza una comparación entre el peso unitario seco con el $\gamma_{seco(max)}$ de la curva de compactación y se calcula la CR usando la ec. (7-3).

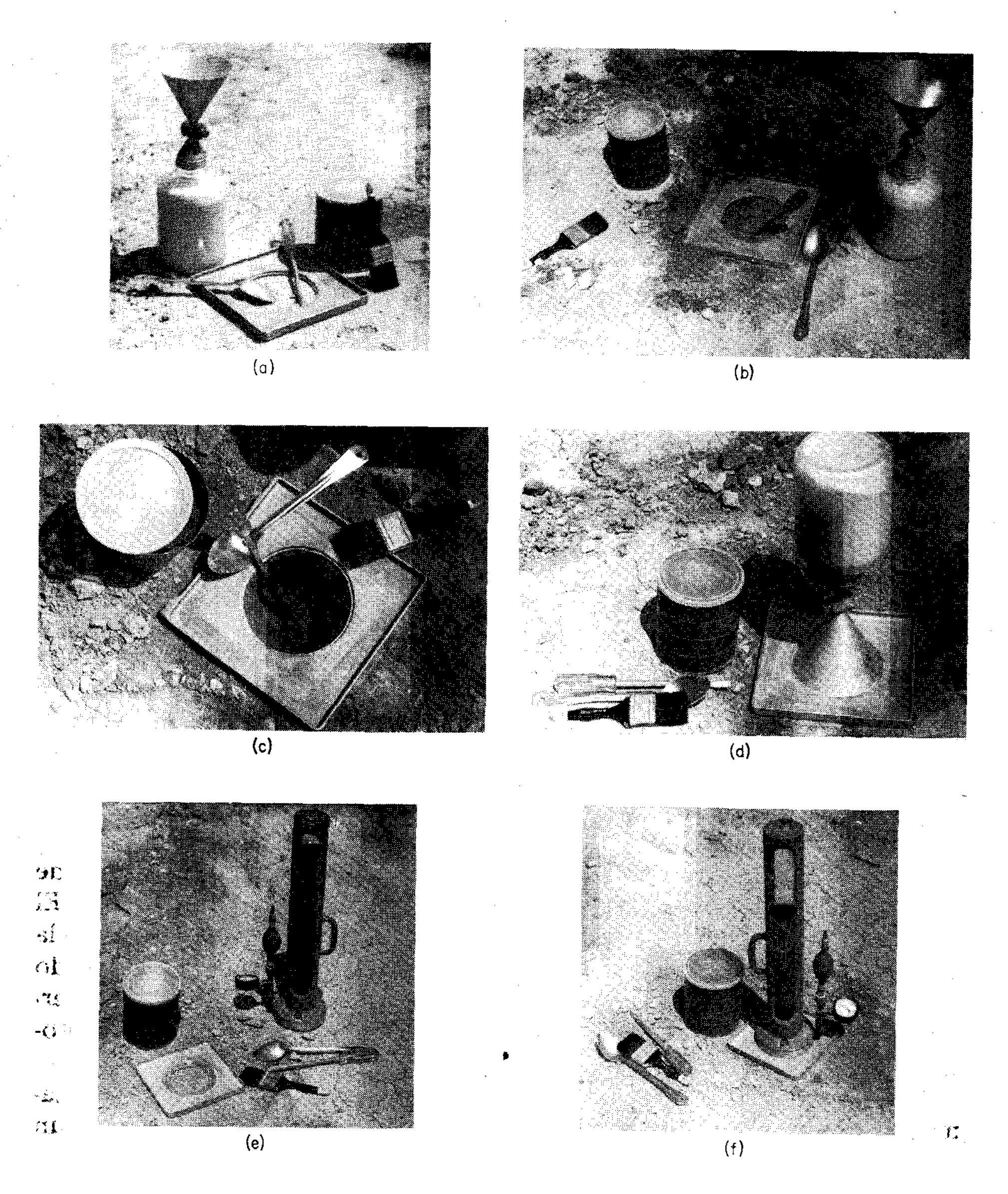


Figura 7-9 Equipo para peso unitario en terreno (*a*) Equipo cono de arena: frasco, cono, plantilla, herramientas para excavación y tarro de lata para recuperar el suelo húmedo. (*b*) Se alisa el lugar y se coloca la plantilla en posición. (*c*) Se excava el hoyo tan grande y práctico como sea posible; el tarro podría llenarse en alrededor del 80 por ciento. (*d*) Se tapa el tarro y se coloca el frasco con arena para rellenar el hoyo con arena. (*e*) Equipo de balón; medidor de volumen, equipo de excavación, plantilla y tarro para recuperar el suelo húmedo. (*f*) Se excava el hoyo y el medidor de volumen se coloca sobre la plantilla. Obsérvese que el nivel del agua indica que el hoyo está casi lleno.

El principal problema asociado con el ensayo destructivo es el lapso necesario para secar al horno el contenido de agua de las muestras, el que puede ser hasta de 24 h. Ultimamente se dispone de aparatos que permiten determinaciones casi instantáneas usando productos químicos; éstas pueden requerir comparaciones ocasionales con muestras secadas al horno para "calibración". Otros problemas de menor importancia incluyen:

1. Rellenado de los hoyos de ensayo —esto es particularmente crítico en construcción de presas—
2. El establecimiento de un criterio normativo razonable para señalar cuántos ensayos insatisfactorios producirán el rechazo del relleno, ya que es casi imposible que cada ensayo cumpla con las especificaciones de CR y/o contenido de agua
3. Falta de disponibilidad de una curva de compactación debido a cambios en el material de préstamo o a fallas de mezclado o en la mezcla, que producen un material diferente al usado en la curva de compactación de laboratorio

B Ensayos de terreno no destructivos

Los ensayos no destructivos para determinaciones del peso unitario y contenido de agua usando isótopos radiactivos han aumentado en popularidad en los años recientes en la medida en que los equipos han aumentado su seguridad, facilidad de uso y disminuido su costo. Los métodos nucleares tienen varias ventajas sobre los ensayos tradicionales, incluyendo:

Capacidad para mayor cantidad de ensayos
Obtención del peso unitario y contenidos de humedad en lecturas directas

La ejecución de una mayor cantidad de ensayos da un mejor control estadístico del relleno y cubre un área mayor. Las principales desventajas comprenden:

Alto costo inicial del equipo
Riesgo potencial de radiactividad
Necesidad de comprobaciones de calibración cuidadosas y repetidas, por lo común construyendo un bloque de suelo de alrededor de 40 × 40 × 20 cm de densidad y contenido de agua conocidos. Alternativamente, se puede utilizar el cono de arena o ensayo del balón.
Pequeña profundidad efectiva de la determinación (del orden de 2 a 5 cm, dependiendo de la potencia del radioisótopo usado)
Necesidad de una preparación cuidadosa de la superficie, debida primariamente a la reducida profundidad efectiva del ensayo

Generalmente, los equipos nucleares sólo pueden justificarse para grandes proyectos en los que sea necesario un gran número de ensayos. Estos aparatos operan esencialmente por la emisión de radiación al suelo durante 1 a 3 min. El dispositivo captador es activado para detectar la radiación no absorbida por el suelo y el agua. La cantidad medida de rayos gama se relaciona con el pe-

so unitario, y el monto de la pérdida de neutrones es correlacionado con la cuantía de átomos de hidrógeno presentes, o con ambos, que a su vez es correlacionado con el contenido de agua.

Ejemplo 7-2

DADOS Un ensayo de peso unitario en terreno con los siguientes datos:

Peso del suelo húmedo removido del hoyo de ensayo	= 1942 g
Peso de la arena usada para rellenar el hoyo y el cono	= 2744 g
Densidad de la arena	= 1.60 g/cm^3
Peso de la arena que rellena el cono	= 1289.7 g (por calibración)

SE REQUIERE Encontrar los pesos unitarios húmedo y seco in situ si la muestra entera secada al horno pesó 1708.7 g.

SOLUCION Por proporción el volumen del hoyo es

$$V_{\mathbf{hoyo}} = \frac{2744 - 1289.7}{1.60} = 908.9 \text{ cm}^3$$

El peso unitario húmedo se calcula inmediatamente como

$$\gamma_{\mathbf{hum}} = \frac{1942}{908.9}(9.807) = 20.95 \text{ kN/m}^3$$

El peso seco también se obtiene directamente, ya que la muestra entera secada, dio:

$$\gamma_{\mathbf{seco}} = \frac{1708.7}{908.9}(9.807) = 18.44 \text{ kN/m}^3$$

El contenido de agua in situ es

$$w = \frac{1942 - 1708.7}{1708.7}(100) = 13.7\,\%$$

7-10 CONTROL ESTADISTICO DEL PESO UNITARIO EN TERRENO

Rara vez el 100 por ciento de los ensayos de terreno para el peso unitario cumple las especificaciones, así como tampoco las cumplen los ensayos de control de calidad del acero o del concreto. Como sería injusto para el contratista exigirle que reemplazara todas las ubicaciones de ensayos que no cumplieran las especificaciones, es necesario establecer cuántos ensayos pueden dejar de cumplir con las especificaciones antes de que:

1. El trabajo sea considerado como inaceptable y el suelo deba ser removido y recolocado.
2. El contratista deba aceptar un precio unitario inferior por el trabajo.

Anteriormente, el criterio de aceptación dependía considerablemente de la "impresión" del proyecto, lo que podía ser algo arbitrario, dependiendo del ingeniero a cargo del proyecto. Ahora es más apropiado, en especial para proyectos grandes, especificar la cantidad de "impresión" usando control estadístico de la calidad. Este método es descrito con detalles adicionales por Turnbull *et al.* (1966) y será brevemente presentado aquí. En síntesis, el procedimiento es como el ilustrado en la fig. 7-10. Se desarrolla una curva de distribución de frecuencia normal usando directamente el peso unitario o la compactación relativa y se calcula una razonable desviación estándar $\bar{\sigma}$. Si ésta es de, digamos, 2 por ciento, entonces el 98 por ciento de los ensayos de terreno deberán ser iguales o mayores que el peso unitario especificado. Alternativamente, la desviación estándar podría ser de, digamos, ± 0.80 kN/m^3 (alrededor de 5 lb/p^3) y los valores del peso unitario menores que este valor son inaceptables. En terminología estadística, el valor de 2 por ciento es el coeficiente de variación $\bar{C}$ del peso unitario. Para un proyecto grande, un trazado de todos los ensayos de terreno resultaría en una curva de distribución normal de frecuencia, a menos que existiesen sesgos. Los errores pueden originarse en error del técnico, equipo mal calibrado o cambios en el equipo de compactación. Pueden también originarse en cambios no detectados en el material de relleno y en un control pobre o deficiente del contenido de humedad del relleno. La curva de distribución normal de frecuencia es, naturalmente, simétrica como en la fig. 1-3 y como en la fig. 7-10, que ilustra la curva que podría obtenerse de un gran número de ensayos —más de 20 a 30.

Ahora, si suponemos que la desviación estándar $\bar{\sigma}$ = 80 kN/m^3 se basará en este gran número de ensayos, ¿cuántos (o qué porcentaje) pueden dejar de cumplir las especificaciones? Obsérvese que los pesos unitarios muy altos son aceptados; sólo los muy bajos "no cumplen con las especificaciones". El contratista podría preocuparse si un gran número de ensayos fuese muy alto, ya que esto representaría una reducción de las ganancias o utilidades. Cualquiera que sea el criterio estadístico, debe ser razonable, de otra manera, los costos del movimiento de tierras subirían rápidamente, porque el contra-

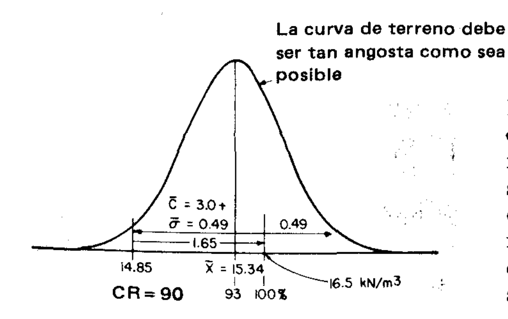


Figura 7-10 Forma que tendría la curva de distribución normal si se trazara un cierto número de ensayos de terreno. Puede hacerse una curva cualitativa para determinar ensayos iniciales y para predeterminar los requerimientos generales de control de la compactación. Los números corresponden a la discusión del texto.

tista perdería dinero en el primer trabajo en el que se aplicara, pero como las malas noticias vuelan, en el próximo trabajo el costo del movimiento de tierras reflejaría el esfuerzo de compactación adicional. Un estudio de lo que es "razonable", presentado por Sherman et al. (1967), indica que un coeficiente de variación de 2.5^+ es adecuado, con algunos valores mayores, alrededor de 3 a 3.5, para suelos arcillosos con bastante grava. Un estudio con 29 proyectos dio un promedio en el terreno de $\bar{C} = 3.3$ para todos los proyectos. En consecuencia, parece que un coeficiente de variación de 3 ± 0.3 será generalmente adecuado para todos los proyectos. La fig. 7-10 ilustra la aplicación de un coeficiente de variación de 3^+ (realmente de 0.49/15.34 = 3.19) a un ejemplo con números de tal manera que el principio pueda ser más fácilmente entendido.

En la fig. 7-10 se ilustra una situación en la que CR = 90 por ciento y en la que el suelo tiene, de un ensayo de compactación estándar realizado en laboratorio, un peso unitario seco de 16.50 kN/m^3. El valor de la media $\bar{X}$ de un gran número de ensayos de terreno ha sido calculado en 15.34 kN/m^3. Se ilustran las ubicaciones relativas de estos valores (tanto en CR como en peso unitario). Ahora la pregunta es cuántos de estos ensayos podrían ser menores que una CR de 90 por ciento para que el trabajo sea "aceptable". Supongamos que el proyecto comprende varios cientos de metros cúbicos de suelo, de tal forma que se llevarán a cabo al menos unos 30 ensayos (en cualquier caso debe realizarse una estimación del número total de ensayos). Ahora, de la fig. 7-10, obtenemos la desviación estándar 15.34 − 0.9 (16.50) = 0.49, tal como se indica. De las consideraciones generales de estadística, tenemos

$$\bar{X} - 1.000\bar{\sigma} = 15.34 - 0.49$$

Necesitamos ahora determinar para estos 30 ensayos (o cualquier otro número supuesto) la confiabilidad que producirá el coeficiente de 1000 por $\bar{\sigma}$. De la tabla 1-2 para $N = 30$, interpolamos para el coeficiente:

Porcentaje de confiabilidad	80	P	90
Coeficiente	0.854	1.000	1.310

P se obtiene por proporción como

$$P = 80 + \frac{1 - 0.854}{1.310 - 0.854}(10) = 83.2\,\%$$

Con 83.2 por ciento de confiabilidad, el número de ensayos que pueden fallar (de un total de 30) sería de

$$\tfrac{30}{100}(100 - 83.2) = 5.04 \qquad \text{o, digamos, 5 ensayos}$$

Esto significa que si efectuamos 30 ensayos podríamos esperar que un ensayo de cada 6 sea mayor que 15.34 + 0.49 = 15.85 kN/m^3, lo que también es aceptable, o menor que 15.34 − 0.49 = 14.85 (14.85 es el valor para CR =

90 por ciento), lo que es inaceptable. Después de considerar todos los factores el ingeniero del proyecto tendría ahora que decidir si esto es satisfactorio. Estos incluirán el hecho del suelo pobremente compactado esté rodeado por suelo satisfactoriamente compactado, las ubicaciones de ensayo y el uso que se ha proyectado dar al relleno. En algunos proyectos, particularmente en proyectos pequeños, tales como pisos de sótanos y muros de cercado, se exige que todos los ensayos cumplan las especificaciones.

Para disminuir el porcentaje de ensayos que "fallan" en cualquier proyecto, podemos:

1. Aumentar el número de ensayos (pero esto no es una gran ayuda. La observación de la tabla 1-2 indica que para $N = 100$ ensayos, la confiabilidad es de sólo 83.5 por ciento).
2. Usar una CR menor, digamos 0.35 en este ejemplo (¡pero no necesitamos que las estadísticas nos lo digan!).
3. Reducir $\bar{\sigma}$ ejerciendo un control directo de la compactación. Si $\bar{\sigma}$ es reducido, más ensayos caen más cerca de $\bar{X}$, produciendo una campana más angosta y aguda para la curva de distribución normal.

7-11 PROBLEMAS ESPECIALES EN LA COMPACTACION DE SUELOS

Debe tenerse cuidado de que el relleno que se utilice sea el especificado. Los materiales estratificados de préstamo deben ser utilizados en el relleno de la misma manera en que fueron clasificados y ensayados en el laboratorio, i.e., mezclados o de un estrato seleccionado.

La compactación de rellenos sanitarios es difícil. La fig. 7-6*d* ilustra un compactador usado para operaciones de relleno, que puede romper cajones pequeños, tarros metálicos, etc. En estos lugares, la compactación es muy difícil. El propósito primario es cubrir el material al final de cada día de operación con 15 a 30 cm de tierra que debe ser compactada, principalmente para el control de roedores, insectos y olor. Es sabido que después de un período de tiempo la descomposición producirá un relleno con gran cantidad de vacíos, aun si las capas de tierra fueran altamente compactadas. Podrían obtenerse algunas ventajas por segregación del relleno: papel y otros compuestos orgánicos en una ubicación; neumáticos, refrigeradores viejos, calentadores de agua, escombros de construcciones, etc., en otra.

No es recomendable la colocación de troncos, tocones y grandes bolos en el fondo de los rellenos, como medios o elementos para recibir los depósitos. A menos que la madera esté permanentemente bajo agua, se pudrirá. Es difícil compactar al suelo adyacente a estos grandes objetos y la subsidencia local puede constituir un problema después de algún tiempo.

Es muy difícil el reemplazo del suelo en zanjas a través de las vías, tales como las que se cavan para instalar servicios de agua, energía o teléfonos o para reparaciones en general. Casi siempre el relleno de la zanja se asienta porque el suelo no ha sido compactado adecuadamente. El resultado constituye un gasto (neumáticos y daños al vehículo) y una molestia para los usua-

rios de la vía. Este problema puede ser evitado en más del 90 por ciento de los casos recompactando el suelo en toda la profundidad (no sólo los 15 cm superiores) de la zanja a una CR de 95^+. No es necesario efectuar ensayos de compactación; puede usarse un penetrómetro de bolsillo para determinar la resistencia de las paredes de la zanja y el relleno puede ser compactado a un valor similar, usando un compactador operado a mano con capas de 7 a 10 cm.

Los suelos helados no deben ser compactados ya que los terrones se deshelarán y el reducido volumen de agua asociado con la condición inicial suelta del suelo producirá zonas locales blandas. Adicionalmente, aun si los terrones del suelo son desmenuzados, la compactación a temperaturas bajo 0°C produce pesos unitarios menores que la compactación sobre 0°C. Cuando es absolutamente esencial compactar suelo helado, puede ser tratado con cloruro de calcio (este baja el punto de congelación y funde el hielo del suelo). Tal como otras mezclas el porcentaje óptimo de $CaCl_2$ es determinado por tentativas pero generalmente será del orden del 0.5 a 1.5 por ciento del peso seco.

7.12 RESUMEN

Este capítulo ha introducido brevemente al lector a la estabilización del suelo mediante el uso de mezclas con su porcentaje óptimo determinado mediante ensayos de prueba.

Hemos considerado en algún detalle tanto los métodos de compactación (o de arreglo de partículas) en el terreno como los de laboratorio. Hacemos particular hincapié en los valores normalizados de laboratorio:

	Estándar	Modificado
Molde	0.000 942 2 m³ (aunque puede ser usado un molde mayor)	
Martillo	24.5 N	44.5 N
Caída	0.305 m	0.457 m
Golpes	25	25
Capas	3	5
Suelo: Se usa comúnmente el material (—) No. 4; la ASTM permite el uso de materia (—) 19 mm. El molde de 152 mm de diámetro deber ser usado con el material más grueso.		

La compactación en el terreno es casi siempre ejecutada por algún tipo de presión estática o acción de amasado, dependiendo principalmente del tipo de suelo. Existen varios tipos de equipo disponible, pero podemos resumirlos aproximadamente en la siguiente forma:

Método	Rodillos	Tipo de suelo
Presión —confinamiento— vibración	De ruedas lisas, de neumáticos	Sin cohesión
Amasado	Del tipo pata de cabra, de neumáticos	Cohesivo

Estudiamos el uso de ensayos de terreno destructivos (con excavación de hoyos) y no destructivos y los conceptos estadísticos de control de calidad de la compactación en el terreno. Destacamos en particular el uso del sentido común y del razonamiento con los métodos estadísticos.

Por último, tocamos brevemente algunos problemas especiales, incluyendo el uso de grandes piezas de material extraño en el relleno, compactación de rellenos sanitarios y compactación de terrenos helados.

PROBLEMAS

7-1 Para las curvas de compactación de la fig. 7-1:

(*a*) Calcular la densidad máxima seca y el COH para ambas curvas.

(*b*) Indicar el intervalo de w para un 95 por ciento de CR para ambas curvas.

7-2 El contenido natural de humedad de un material de préstamo es 8 por ciento. Suponiendo 3000 g de suelo húmedo para un ensayo de compactación, ¿cuánta agua se debe agregar para llevar la muestra a contenidos de agua de 11, 13, 15, 17 y 20 por ciento?

7-3 Para el suelo mostrado en la fig. 7-1, un ensayo de peso unitario de terreno dio la siguiente información:

$$w = 13.5 \text{ por ciento}$$

$$\text{peso unitario húmedo} = 20.09 \text{ kN/m}^3$$

Calcule la CR para ambas curvas.

Respuesta: Curva 1, 105 por ciento aproximadamente.

7-4 ¿Cuántos sacos de cemento (42.7 kg por saco) son necesarios para tratar una base de un camino (1.6 km × 8 m de ancho) hasta una profundidad (compactada) de 15 cm si el peso unitario seco compactado es de 19.5 kN/m^3? El contenido de agua in situ es 6.5 por ciento y el COH = 10.2 por ciento.

7-5 ¿Cuánta agua debe ser agregada, en el problema 7-4, suponiendo un 2 por ciento extra por condiciones atmosféricas e hidratación del cemento?

7-6 Obtener el número de puntos y las distancias (coordenadas X e Y) a partir del lado izquierdo del camino que correspondan a ubicaciones de ensayos del peso unitario para un muestreo al azar de la compactación in situ y contenidos de cemento para lo que el lector estime un número suficiente de ensayos que den un 95 por ciento de confianza en el trabajo del problema 7-4.

7-7 Se realizaron cincuenta y cinco determinaciones del peso unitario en terreno con los siguientes resultados:

No. de ensayos:	16	5	4	6	2	10	7	5
CR :	98	102	99	101	100	97	94	90

(*a*) ¿Es el trabajo satisfactorio si las especificaciones eran de CR = 95 por ciento?

(*b*) ¿Qué necesitaría hacer el contratista, si fuera procedente, para mejorar la eficiencia de la operación?

7-8 Con referencia a la fig. 7-10 y a la sec. 7-9, si todos los datos fueran los mismos pero con $\overline{\sigma} = 0.39$, ¿cuál sería la confiabilidad porcentual que obtendríamos con 30 ensayos?

Sugerencias: El nuevo n es $0.49/0.39 = 1.256$

Respuesta: 89 por ciento aproximadamente

7-9 Con referencia al problema 7-8, ¿qué $\overline{\sigma}$ daría sólo 1 ensayo "malo" entre 30? ¿A qué CR correspondería?

Respuesta: $\overline{\sigma} \cong 0.24$.

Capítulo 8

Hidráulica de suelos, permeabilidad, capilaridad y contracción

8-1 EL AGUA EN EL SUELO

Una de las consideraciones más importantes en mecánica de suelos es el estudio de los efectos del agua sobre las propiedades de ingeniería del suelo. Los ensayos de los límites de Atterberg señalan cómo puede variar el suelo de sólido a fluido viscoso con el contenido de agua. Las observaciones individuales del suelo seco y húmedo en y alrededor de excavaciones, a lo largo de caminos y en cualquier otro lugar muestran un amplio intervalo en sus diferentes estados. Los suelos cohesivos son muy duros, frágiles y tienden a contraerse cuando están secos, y son muy blandos, plásticos y tienden a expandirse cuando están húmedos. Los suelos sin cohesión varían desde moldeables a desmoronables para los estados húmedo y seco respectivamente.

El cap. 5 introdujo el concepto del nivel freático y el flujo de agua desde una energía potencial más alta a una más baja. Como fuente de suministro de agua, los pozos están íntimamente ligados con el flujo del agua a través de suelos. El subdrenaje de carreteras es un problema de flujo de aguas. La acción del hielo en los suelos es un problema de flujo y también depende de la acción capilar. El cap. 2 introdujo el concepto de peso unitario boyante o sumergido y la pérdida de presión efectiva que ocurre debido a la presión de poros del agua del suelo. Las cantidades de flujo, que se considerarán en el cap. 9 y los asentamientos por consolidación, en el 11, son problemas o condiciones del agua en el suelo.

Las secciones siguientes presentarán los conceptos generales y la teoría que implica los efectos del agua en el suelo y el flujo de agua a través de él. En la práctica, se darán muchas situaciones en las que la utilización adecuada de estos conceptos producirá una buena solución para que el suelo y/o el lugar puedan ser usados.

8-2 PERMEABILIDAD

La facilidad con que se mueve un fluido a través de cualquier medio poroso es una propiedad de ingeniería denominada *permeabilidad*. En los problemas de ingeniería geotécnica, el fluido es el agua y el medio poroso es la masa de suelos. Cualquier material con vacíos es poroso y si los vacíos están interconectados, posee permeabilidad. En consecuencia, la roca, el concreto, el suelo y muchos otros materiales son porosos y permeables. Los materiales que tienen poros más grandes generalmente poseen mayores relaciones de vacíos y, por lo tanto, aun los suelos más densos son más permeables que materiales como la roca y el concreto. Materiales tales como arcillas y limos en depósitos naturales tienen altos valores de porosidad (o relación de vacíos) pero son casi impermeables, principalmente debido a los poros de tamaños muy pequeños, aunque puedan contribuir también otros factores. Los términos de porosidad n y relación de vacíos e se usan para describir los poros de una masa de suelos.

La permeabilidad de una masa de suelos es importante en:

1. La evaluación de la cantidad de filtración a través o por debajo de presas y diques, hacia pozos de agua
2. La evaluación de la subpresión o fuerzas de filtración bajo estructuras hidráulicas para un análisis de estabilidad
3. La provisión de un control de las velocidades de filtración de tal manera que las partículas de grano fino no sean erosionadas de la masa de suelos
4. Rapidez de asentamiento (consolidación) en los que el cambio de volumen del suelo ocurre en la medida en que el agua es expelida de los poros del suelo como un proceso proporcional bajo un gradiente de energía (cap. 12).

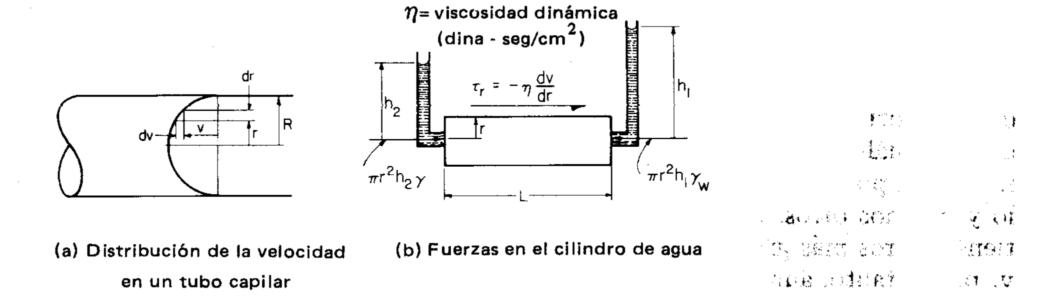
Para dar una apreciación del flujo de agua a través de una masa de suelos, desarrollaremos primero la ecuación general del flujo laminar a través de un tubo capilar, como se ilustra en la fig. 8-1*a*. Durante el flujo laminar, la velocidad varía en el diámetro del tubo desde cero en las paredes del tubo —a causa de la fricción o efectos de la viscosidad— a un valor máximo en el centro.

Según la fig. 8-1*a*, el gradiente de velocidad a una distancia radial r desde el centro del tubo es $-dv/dr$ y la fuerza de corte unitaria a esta distancia r es $-\eta(dv/dr)$, como se indica en la fig. 8-1*b*. También se ilustran las fuerzas en un cuerpo libre de un cilindro de agua con dimensiones como las señaladas en la fig. 8-1*b*, a una distancia r del centro del flujo. Igualando estas fuerzas, obtenemos

$$-\eta(2\pi r L)\,\frac{dv}{dr} = \pi r^2 h_1 \gamma_w - \pi r^2 h_2 \gamma_w$$

Separando variables, combinando términos, definiendo $i = (h_1 - h_2)/L$ como el gradiente hidráulico e integrando, obtenemos

$$v_r = -\frac{\gamma_w}{4\eta} r^2 i + C \qquad (a)$$



(a) Distribución de la velocidad en un tubo capilar

(b) Fuerzas en el cilindro de agua

Figura 8-1 Movimiento de fluido a través de un tubo capilar [η = viscosidad dinámica (dina seg/cm^2)]

Para $r = R$, $v_r = 0$, con lo que la ec. (a) se convierte en

$$v_r = i\frac{\gamma_w}{4\eta}(R^2 - r^2) \tag{b}$$

El flujo total en una unidad de tiempo se obtiene como la siguiente integral:

$$q = i\frac{\gamma_w}{4\eta}2\pi\int_0^R (R^2 - r^2)r\,dr$$

Integrando obtenemos

$$q = \frac{\gamma_w}{8\eta}\pi R^4 \tag{c}$$

Si se toma el área del tubo como $A = \pi R^2$, la velocidad media del flujo es

$$v = \frac{\gamma_w}{8\eta}R^2 i \tag{8-1}$$

Esta expresión para la velocidad se denomina ley de Hagen-Poiseuille ya que Hagen y Poiseuille, trabajando independientemente, obtuvieron resultados experimentales casi simultáneamente en 1839 y 1840.

Considerando el flujo de agua a través de filtros de arena en Francia, Darcy (1856), propuso que el flujo de agua a través de un suelo se expresara como

$$v = ki \tag{8-2}$$

donde $i = \Delta h/L$ = la pérdida de carga en una longitud de filtro L (comúnmente conocida como gradiente hidráulico)

k= coeficiente de permeabilidad con unidades de velocidad

La ley de Darcy es evidentemente una representación estadística de las condiciones de flujo promedias en un medio poroso. Esta ecuación es considerada como una de las ecuaciones más importantes en mecánica de suelos y, generalmente, estimada válida para flujo *laminar* pero, como se verá posteriormente, es aplicable a cualquier flujo.

Comparando las ecs. (8-2) y (8-1) resulta evidente que

$$k \cong \frac{\gamma_w}{8\eta} R^2$$

así que depende del peso unitario y de la viscosidad del fluido, la que es dependiente de la temperatura, y del radio del tubo. Los tubos a través de una masa de suelos son de forma irregular tanto en el diámetro como en la dirección del flujo (longitudinal) y son dependientes de la relación de vacíos y, en particular, del tamaño efectivo. Por esta razón, *k* en arenas gruesas es mayor, en muchos órdenes de magnitud, que en limos y arcillas, aunque la relación de vacíos en los limos y arcillas pueda ser tan grande como en la arena y, a menudo, mucho mayor.

El flujo laminar ocurre en tubos rectos, suaves, con números de Reynolds N_R hasta de 2100. El número de Reynolds se define como

$$N_R = \frac{v\, d\rho}{\eta} \tag{8-3}$$

donde v = velocidad, cm/s

d = diámetro del tubo, cm

ρ = densidad de masa = $\dfrac{\gamma}{g}\left(\text{unidades: } \dfrac{\text{g}\cdot\text{s}^2}{\text{cm}^4}\,\dfrac{980.7 \text{ dinas}}{980.7 \text{ g}}\right)$

η = viscosidad dinámica (dinas · s/cm^2)

Parece que en el suelo el flujo turbulento ocurre a números mucho menores, quizás de 300 a 600. Experimentalmente se ha encontrado que la ley de Darcy no es válida a valores de N_R menores que éste (véase discusión por Rumer, 1964), a causa de la discrepancia atribuida a las fuerzas de inercia desarrolladas en el agua debido a abruptos cambios en la dirección del flujo, motivados por las irregularidades en los poros, tamaños de los poros o vacíos e interconexiones. Como estos factores no son fácilmente determinables, resulta que el mejor (y más válido) procedimiento es obtener el coeficiente de permeabilidad usando un gradiente hidráulico que sea tan cercano como sea posible al prototipo. Si esto se hace, es sólo un problema académico saber si el flujo es laminar, turbulento, etc., ya que el *k* determinado será representativo de las condiciones de flujo esperadas. Un factor mitigante adicional es que en muchos suelos de grano fino la velocidad del flujo es tan baja (bajo el gradiente hidráulico real en el terreno) que aquél es laminar y las fuerzas de inercia son insignificantes.

En velocidades de flujo cercanas a la turbulencia, las fuerzas de inercia pueden constituir un factor crítico en el control de la erosión interna del suelo. Las fuerzas de inercia que sean lo suficientemente grandes como para desalojar granos pequeños de limo o de arena fina o de sobrepasar las fuerzas de atracción en arcillas, producirán pérdida de material, ya que estas partículas son arrastradas hacia afuera de la matriz del suelo con ensanchamiento de los canales de flujo y consecuente aumento de la erosión. Este fenómeno se lla-

ma *tubificación* o *erosión subterránea retrógrada* y las medidas para su control se consideran en el cap. 9.

8-3 FLUJO DEL AGUA EN EL SUELO Y ECUACION DE ENERGIA DE BERNOULLI

La ecuación de Bernoulli comúnmente se utiliza en el flujo en tuberías pero también se aplica al flujo del agua a través de una masa de suelos. La fig. 8-2 ilustra la aplicación de la ecuación de Bernoulli para las condiciones de flujo en dos puntos en una masa de suelos y separados una longitud L. Como en cualquier texto de mecánica de fluidos, refiera todas las cargas o alturas a una línea arbitraria de referencia que sea lo más conveniente posible.

En la ubicación B, la energía total disponible, descrita como una distancia medida (llamada carga) por encima de la línea de referencia es[1]

$$h_1 = Z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} = \text{energía total} = \text{constante} \qquad (a)$$

En la ubicación C, a una distancia L aguas abajo del punto B,

$$h_2 = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g} \qquad (b)$$

La pérdida de carga entre estos dos puntos se define con $\Delta h = h_1 - h_2$.

Para un área constante A de suelo *saturado* con filtración de B a C, debe existir continuidad de flujo, de donde

$$q_{\text{entra}} = q_{\text{sale}} = Av$$ [2]

Esto requiere que $v_1 = v_2 =$ constante e igualando las ecs. (a) y (b) para la energía total, tenemos

$$\Delta h = Z_1 - Z_2 + \frac{p_1 - p_2}{\gamma_w} \qquad (8\text{-}4)$$

Una evaluación crítica de la ec. (8-4) muestra que si $\Delta h = 0$, no puede haber flujo.

[1] Esta distancia puede ser medida, como se indica, insertando un tubo piezométrico en la tubería; el nivel del agua subirá a un nivel que representa la carga de energía disponible (en aquel punto).

[2] Esta ecuación representa una condición de *estado permanente* y, en consecuencia, el requerimiento de una condición de suelo saturado ya que en un suelo no saturado los poros retendrían algo del agua que entra.

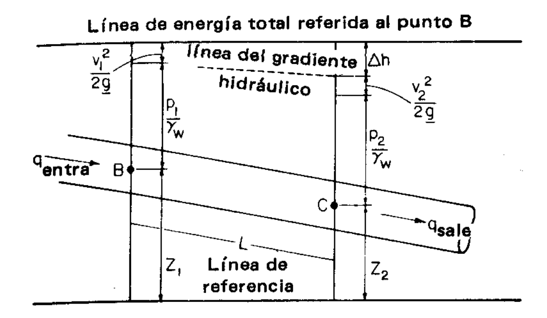


Figura 8-2 La ecuación de energía de Bernoulli para el flujo en tubería.

En las masas de suelos, p_1 y p_2 serán las presiones atmosféricas y, a menos que estemos investigando condiciones artesianas, la pérdida de carga será simplemente el cambio de elevación de la superficie libre del agua entre dos puntos cualesquiera B y C. Este cambio de elevación es generalmente de un valor muy pequeño para las condiciones del agua subterránea in situ. Como $i = \Delta h/L$ en la ecuación de Darcy, si i es muy pequeño, resulta necesariamente que la velocidad v del agua será también muy pequeña.

De acuerdo con el razonamiento anterior, para pequeñas velocidades del flujo en suelos, también resulta que la altura cinética ($h_v = v^2/2g$) será muy pequeña y casi siempre puede ser despreciada, e.g., para velocidad de 0.3 m/s la altura cinética es de sólo

$$h_v = \frac{0.3^2}{2(9.807)} = 0.0045 \text{ m (alrededor de 4.5 mm)}$$

En la mayoría de los suelos la velocidad es menor de 0.3 m/s, lo que se traduce en alturas cinéticas tan pequeñas que habría dificultad en medirlas con precisión. Para una condición de flujo permanente y una altura cinética cero, la carga piezométrica medida puede ser solamente la carga estática

$$h = \frac{p_{\text{estática en el punto piezométrico}}}{\gamma_{\text{agua}}}$$

Considerando la fig. 8-3, que representa una masa de suelos confinada, homogénea e isotrópica, si se colocaran piezómetros en los puntos A, B, C y D, se observarían los niveles de agua como se ilustra. Se ha entendido que los piezómetros indicados son tubos de diámetro suficiente como para que los efectos capilares (sec. 8-7) sean despreciables. Se instalan para obtener el nivel del agua correspondiente a la presión del agua e incluye los efectos de $v^2/2g$ (que ya hemos visto que son cercanos a cero) en las puntas.

En el trabajo geotécnico de terreno, un piezómetro puede consistir en un tubo de 3 a 5 cm de diámetro con la punta colocada en un sistema de filtro de arena y dentro de una perforación de sondeo. Se tapona la parte superior de la perforación con un sello de arcilla de tal manera que el agua superficial sea excluida y sólo sean observadas las presiones del agua en la punta. La carga piezométrica se mide haciendo descender una plomada ca-

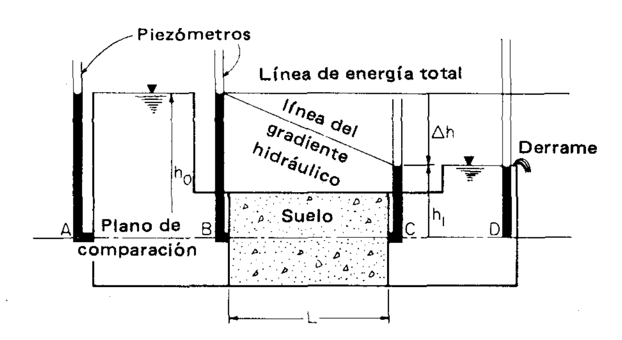


Figura 8-3 Flujo del agua a través de una masa de suelo isotrópica y homogénea, de largo L y con las condiciones de cargas ilustradas.

librada o un indicador eléctrico que completa su circuito con el agua que se encuentra dentro del tubo. Algunas instalaciones para piezómetros pueden utilizar manómetros de Bourdon o indicadores electrónicos de presión, pero éstos demandan un costo apreciable de instalación.

Las alturas piezométricas de la fig. 8-3 se obtienen de la siguiente manera:

1. Se fija el plano (o línea) de comparación a lo largo de la línea *ABCD* de tal forma que no es necesario considerar las alturas de elevación. También se toma $v^2/2g = 0$ en todas las ubicaciones.
2. En A: $h_A = h_0$ (*d*)
3. En B: $h_B = h_0$ (*e*)
4. En C: $h_C = h_1$ (*f*)
5. En D: $h_D = h_1$ (*g*)

Con $h_A = h_B = h_0$, y $h_C = h_D = h_1$, resulta que la pérdida de carga mostrada ocurre a través de la muestra de longitud L. Como sólo podemos suponer una pérdida uniforme ya que el suelo se considera homogéneo e isótropo, la pendiente de la línea de energía es como la que se representa en la figura. En este caso, el gradiente hidráulico es

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

El gradiente hidráulico se define como la pendiente de la línea de energía definida por la superficie libre del agua que fluye en canales abiertos o la pendiente de las alturas piezométricas entre dos puntos en el flujo confinado. Representa la pérdida de carga o la pérdida de energía por unidad de longitud. Una vez más debe recordarse que si $i = 0$ en la fig. 8-3, $h_1 = h_0$ y no hay flujo.

La baja velocidad del fluido de los poros en una masa de suelo significa que después de cambios repentinos, como por ejemplo el aumentar h_0 o disminuir h_1 en la fig. 8-3, existirá un cierto lapso antes de obtener una nueva condición de estado permanente. En presas de tierra o diques que llegan a saturarse durante el llenado o con aguas altas durante inundacio-

nes y que experimentan entonces un vaciado de súbito a muy rápido, el retardo de tiempo representa un período durante el cual la estabilidad puede ser crítica.

A partir de la fig. 8-3, resulta evidente que la velocidad de entrada v_i y la velocidad de descarga v_d son diferentes de la velocidad real v_a del agua a través de los poros. Por la continuidad, el flujo debe ser constante; así que

$$q_B = Av_i = Av_{s(\text{aparente})} = Av_d = q_C$$

Y en la masa de suelos, refiriéndonos a la fig. 8-4, tenemos

$$q = Av_s = A_v v_a \tag{h}$$

Pero también de la fig. 8-4, tenemos

$$\frac{A_v}{A} = \frac{V_v}{V} = \text{porosidad} = n \tag{i}$$

y sustituyendo en la ec. (*h*),

$$Av_s = nAv_a$$

y ya que

$$n = \frac{e}{1+e}$$

la velocidad real en los poros de la masa de suelos es

$$v_a = \frac{1+e}{e} v_s \tag{8-5}$$

Esta ecuación indica que la velocidad real de filtración en una masa de suelos puede ser substancialmente mayor que la velocidad aparente de filtración v_s, que es la comúnmente calculada cuando se usa la ley de Darcy.

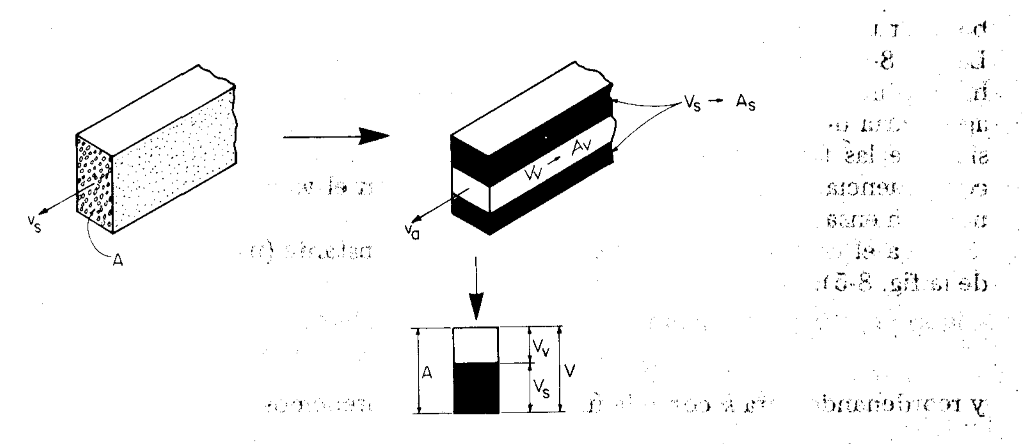


Figura 8-4 Distribución del área de la sección transversal de una masa filtrante de suelo en poros y sólidos para aproximarse a la velocidad verdadera de filtración.

Ejemplo 8-1

DADOS Un ensayo de permeabilidad usando una arena gruesa, suelta. $Q = 1650\ \text{cm}^3$ en un tiempo de 15 min; relación de vacíos $e = 0.65$; área de la muestra = $45.4\ \text{cm}^2$.

SE REQUIERE ¿Cuál es la velocidad real del agua, en centímetros por segundo, a través de la arena?

SOLUCION La velocidad de descarga nominal es v_s

$$v_s = \frac{1650}{45.4(15)(60)} = 0.0404\ \text{cm/s}$$

Usando la ec. (8-5), la velocidad real es aproximadamente

$$v_a = \frac{1.65}{0.65}(0.0404) = 0.102\ \text{cm/s}\quad \text{(más del doble del valor nominal)}$$

Este cálculo ilustra claramente que la relación de vacíos o la porosidad de un suelo afectan la permeabilidad [k tal como se usa en la (ec. 8-2)], o cómo fluye el agua a través de él.

8-4 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

La determinación del coeficiente de permeabilidad puede hacerse de varias maneras. Puede obtenerse un valor aproximado en el laboratorio usando un ensayo de permeabilidad a *carga o altura constante* o uno de *carga variable*. El ensayo de carga variable es más económico para ensayos de larga duración mientras que el de carga constante es el preferido para suelos que tienen grandes relaciones de vacíos, tales como gravas, arenas y para los cuales es deseable usar una gran cantidad de flujo para mejorar la precisión de los cálculos. La fig. 8-5 presenta un esquema del montaje para ambos ensayos. El ensayo ha sido normalizado para una temperatura de 20°C. Como la viscosidad del agua varía de 0.0157 dina · s/cm^2 a 4°C a 0.008 97 a 25°C (el intervalo posible de las temperaturas de interés del suelo in situ), el factor es 1.75; en consecuencia, una diferencia de 75 por ciento en el valor de k puede obtenerse en ensayos a 4 y 25°C.

Para el ensayo de permeabilidad con carga constante (use el lado derecho de la fig. 8-5):

$$Q = Avt = Akit$$

y reordenando para k como la única incógnita, obtenemos

$$k = \frac{QL}{Aht}\ \text{cm/s} \tag{8-6}$$

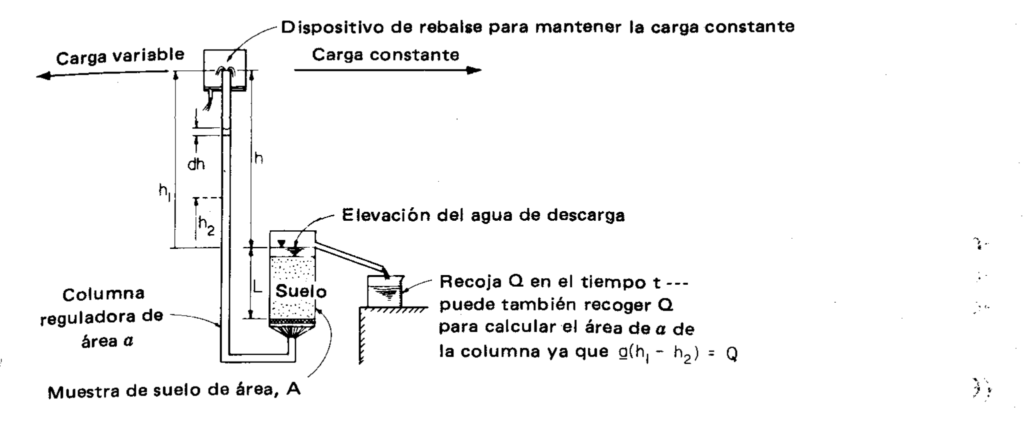


Figura 8-5 Detalles del ensayo de laboratorio para determinar el coeficiente de permeabilidad. Use el lado derecho de la figura para identificar los términos usados para el ensayo a carga constante y el lado izquierdo para el ensayo de carga variable.

donde Q = descarga total en volumen, cm^3, en el tiempo t s
A = área de la sección transversal de la muestra de suelo, cm^2
h = diferencia de carga a través de la muestra, cm

Para el ensayo de permeabilidad a carga variable (use los términos del lado izquierdo de la fig. 8-5):

En la columna reguladora de área transversal a cm^2,

$$v = -\frac{dh}{dt} \quad \text{(signo menos ya que la carga es decreciente)}$$

El flujo resultante hacia la muestra desde la columna reguladora es

$$q_{\text{entra}} = -a\frac{dh}{dt}$$

y el flujo a través y hacia afuera de la muestra es

$$q_{\text{sale}} = Av = Aki$$

Por la continuidad podemos igualar q_{entra} y q_{sale} para obtener

$$-a\frac{dh}{dt} = Ak\frac{h}{L}$$

Separando variables, integrando y partiendo del tiempo $t_1 = 0$ (que resulta en que la constante de integración es 0) obtenemos

$$k = \frac{aL}{At}\ln\frac{h_1}{h_2} \qquad \text{cm/s} \tag{8-7}$$

cuando todas las unidades dimensionales están en centímetros y en segundos.

Ejemplo 8-2 Se realizó un ensayo de permeabilidad a carga variable en el laboratorio con una arena bien gradada gravosa, gris suave y se obtuvieron los siguientes datos:

$a = 0.96 \text{ cm}^2$ $A = 45.4 \text{ cm}^2$ $L = 20.0 \text{ cm}$

$h_1 = 160.2 \text{ cm}$ $h_2 = 43 \text{ cm}$ $t = 65$ s para el descenso de la carga desde h_1 a h_2

Temperatura del agua en el ensayo = 20°C

SE REQUIERE Calcular k.

SOLUCION Haga una sustitución directa en la ec. (8-7) para obtener

$$k = \frac{0.96(45.4)}{45.6(65)} \ln \frac{160.2}{43.0}$$

$$= 0.0085 \text{ cm/s}$$

Notas

1. El gradiente hidráulico es muy grande en este ensayo y ello puede ser totalmente irreal (puede también producir flujo turbulento).
2. Si la temperatura del agua hubiera diferido de 20°C, hubiera sido necesaria una corrección por temperatura.

Tabla 8-1 Temperatura contra viscosidad dinámica y tensión superficial del agua

T, °C	γ, kN/m^3	η, dina · s/cm^2	Tensión superficial,dinas/cm
4	9.807	0.015 67	75.6
16	9.7969	0.011 11	73.4
18	9.7935	0.010 56	73.1
20	9.7896	0.010 05	72.8
22	9.7854	0.009 58	72.4
24	9.7808	0.009 14	72.2
26	9.7758	0.008 74	71.8
28	9.7704	0.008 36	71.4
30	9.7646	0.008 01	71.2

Cuando la temperatura del ensayo difiere de 20°C, el coeficiente de permeabilidad debiera ser corregido a 20°C, admitiendo que el valor de k es inversamente proporcional a la viscosidad, para obtener

$$k_{20} = k_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \tag{8-8}$$

donde k_T es el coeficiente de permeabilidad a cualquiera temperatura de ensayo T. La tabla 8-1 presenta varios valores de η contra T.

La fig. 8-6 da los intervalos aproximados de k que uno puede esperar obtener. El coeficiente de permeabilidad está trazado en una escala logarítmica, ya que el intervalo de permeabilidad es tan grande. Ninguna otra propiedad de ingeniería de cualquier material exhibe un intervalo tan grande de valores como lo hace la permeabilidad del suelo.

Una ecuación empírica, que relaciona el coeficiente de permeabilidad con el tamaño efectivo (D_{10}) de un análisis de tamizado, fue presentada por A. Hazen (1892), con base en su trabajo para filtros rápidos de arena en plantas de tratamiento de agua. El encontró que para arenas con tamaños D_{10} entre 0.1 y 3.0 mm, el coeficiente de permeabilidad podría ser expresado aproximadamente como[3]

$$k = C(D_{10}^2) \qquad \text{cm/s} \tag{8-9}$$

En esta ecuación D_{10} es el tamaño efectivo en centímetros, con un C tal que k esté en centímetros por segundo. El coeficiente C varía, de acuerdo con Hazen, desde cerca de 40 hasta 150 y los valores pueden ser tomados como se indica a continuación:

C	Arena (parte o todo de lo siguiente se aplica)
40–80	Muy fina, bien gradada o con bastante finos [(—) No. 200]
80–120	Media a gruesa, pobremente gradada; limpia, gruesa pero bien gradada
120–150	Muy gruesa, muy pobremente gradada, gravosa, limpia

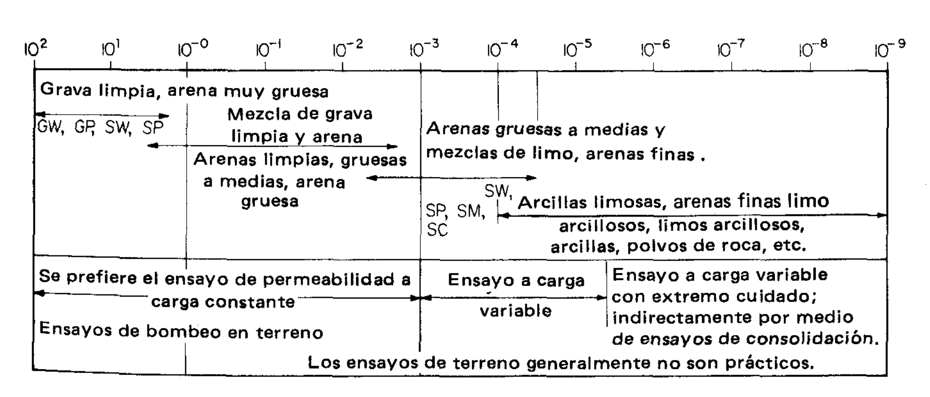


Figura 8-6 Intervalos típicos de los coeficientes de permeabilidad en cm/s y métodos de ensayo sugeridos.

[3] Hazen (1911), quien es comúnmente citado como la referencia original, no le dio esta forma a la ecuación; en cambio, dio $v = cd^2h/L(0.73 - 0.03T)$, donde T es la temperatura del agua.

Podría esperarse que la arena pobremente gradada tuviera un coeficiente mayor que los materiales bien gradados, ya que los espacios de poros serían más ordenados y más grandes en el suelo pobremente gradado.

Puede hacerse una estimación de la permeabilidad k_2 a una relación de vacíos e_2 cuando el ensayo realizado dio un resultado de k_1 a una relación de vacíos e_1, como

$$k_2 = k_1\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2 \tag{8-9}$$

Se han sugerido otras ecuaciones más complicadas que ésta, pero, en el intervalo de relación de vacíos en que probablemente vaya a ser usada (0.5 a 1.1), la ecuación anterior es mucho más sencilla y se obtienen resultados suficientemente precisos, considerando la precisión con que puede determinarse k_1.

8-5 LIMITACIONES Y OTRAS CONSIDERACIONES EN LA DETERMINACION DE k

El ensayo de laboratorio para determinar k es muy poco confiable y exige mucha atención al procedimiento de ensayo y diseño del equipo necesario para obtener el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad. Algunos factores que producen esta condición poco feliz son:

1. El suelo in situ es generalmente estratificado y es difícil duplicar las condiciones existentes in situ en el ensayo de laboratorio. Frecuentemente el valor horizontal k_h es necesario pero con muestras de tubo, que son las más usadas para ensayos, se determinan valores verticales k_v
2. En arenas, los valores de k_v y k_h son bastante diferentes, a menudo del orden de k_h = 10 a 1000 k_v, debido al proceso de sedimentación del suelo durante la formación del depósito. La estructura del suelo en terreno invariablemente se pierde en el laboratorio porque no puede ensayarse con una muestra no perturbada (aun si fuera posible obtener una) ya que tendría que ser transferida del sistema de recuperación al permeámetro.
3. El pequeño tamaño de las muestras de laboratorio conduce a efectos de condiciones de borde, tales como la suavidad de los lados de la cámara de ensayo que afecta el flujo de las burbujas de aire en el agua o atrapadas en la muestra de ensayo, lo que afecta los resultados.
4. No hay métodos disponibles para evaluar k en otras condiciones diferentes a la de saturación permanente del suelo, aunque muchos problemas de flujo comprenderán casos de flujo en suelo parcialmente saturado. Cuando k es muy pequeño, como en las arcillas y limos finos, puede ser difícil determinar en qué momento ha sido obtenida una condición o estado permanente.
5. Cuando k es muy pequeño, digamos de 10^{-5} a 10^{-9} cm/s, el tiempo necesario para efectuar el ensayo causará evaporación y las filtraciones en el equipo pueden convertirse en factores significantes. Pueden produ-

cirse filtraciones no visibles a simple vista (con evaporación continua) sin acumulación de agua, que pueden ser suficientes para afectar a k en varios órdenes de magnitud.

6. Por razones de ahorro de tiempo, el gradiente hidráulico de laboratorio $\Delta h/L$ es a menudo de 5 o más, mientras que en el terreno los valores más realistas pueden ser del orden de 0.1 a 2.0.

   (*a*) En arcillas puede ser necesario un i inicial de 2 a 4 para producir el flujo (y un k aparente); en consecuencia, puede obtenerse un flujo totalmente irreal si el gradiente hidráulico en terreno no es tan grande como el gradiente de ensayo.

   (*b*) En arenas, los valores altos e irreales de i pueden producir condiciones de turbulencia, que darían condiciones de flujo diferentes a las del i de terreno, las que con seguridad pueden producir un flujo laminar.

   (*c*) Los valores altos no reales de i pueden producir compactación de la muestra y una relación de vacíos diferente a la del terreno. Esto puede ser altamente crítico cuando se ensayan arenas sueltas.

El coeficiente de permeabilidad se obtiene a menudo a partir de ensayos de compresión unidimensionales (el ensayo de consolidación del cap. 10). A veces se ensayan las muestras de una celda triaxial (véase cap. 13) para obtener k.

En el terreno, la permeabilidad puede ser evaluada sobre la base de observar el tiempo necesario para que trazadores radiactivos, de tinta o de sales se trasladen entre dos pozos, puntas coladoras o sondeos cuyas cargas diferenciales también puedan medirse. Los ensayos de bombeo en terreno y las ecuaciones para pozos dadas en el cap. 9 pueden ser utilizadas para calcular el coeficiente de permeabilidad. La permeabilidad puede calcularse a partir de la velocidad o rapidez con que desciende el agua en un sondeo que ha sido llenado de agua (por encima del nivel freático) o del aumento de la altura de agua en el sondeo después del achique (por debajo del nivel freático). Pueden encontrarse procedimientos y formas de calcular el coeficiente de permeabilidad, usando los varios métodos citados, en referencias tales como Cedergren (1977), USBR (1968) y NAFAC (1971). Casi cualquier ensayo de terreno bien realizado proporciona un valor más confiable del coeficiente de permeabilidad que un ensayo de laboratorio, excepto en suelo remoldeado usado en rellenos compactados, pero demanda más tiempo y mayor costo.

8-6 COEFICIENTE EFECTIVO DE PERMEABILIDAD EN SUELOS ESTRATIFICADOS

La fig. 8-7 ilustra una condición de suelo estratificado en la que puede ser conveniente reemplazar el sistema estratificado por una masa equivalente de suelo de un solo espesor efectivo $L = \sum H_i$ y de un solo valor de k, ya sea

k'_v o k'_h , según la dirección del flujo que se considere. Hay una analogía directa entre el circuito eléctrico simple que contiene solamente resistencias ya sea en serie o en paralelo y el flujo del agua a través de una masa estratificada de suelo como la de la fig. 8-7. El flujo perpendicular a estratos paralelos es análogo a redes de resistencias en serie. Cuando las resistencias están en serie, la resistencia *mayor* controla el flujo de corriente (analogía = fluido), y con el flujo perpendicular a los planos de estratificación, como k_v de la fig. 8-7, el estrato de *menor* permeabilidad controla esencialmente la cantidad de flujo. Cuando el flujo es paralelo a los planos de estratificación, como k_h de la fig. 8-7, la cantidad de flujo es controlada por el estrato de mayor coeficiente de permeabilidad (y en un circuito eléctrico por la resistencia menor). Con estos conceptos en mente, desarrollaremos ahora las ecuaciones para los k' equivalentes del depósito estratificado. Para el k'_v equivalente, por la continuidad tenemos

$$q_{\text{entra}} = q_{\text{sale}}$$

en consecuencia, $v =$ constante, y

$$v = k'_v i = k_1 \frac{h_1}{H_1} = k_2 \frac{h_2}{H_2} = k_3 \frac{h_3}{H_3} = \cdots = k_n \frac{h_n}{H_n}$$

Reordenando,

$$\frac{H_1}{k_1} = \frac{h_1}{v}$$

$$\frac{H_2}{k_2} = \frac{h_2}{v}$$

$$\frac{H_3}{k_3} = \frac{h_3}{v}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$\frac{H_n}{k_n} = \frac{h_n}{v}$$

Sumando obtenemos

$$\frac{h_1}{v} + \frac{h_2}{v} + \frac{h_3}{v} + \cdots + \frac{h_n}{v} = \frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \cdots + \frac{H_n}{k_n}$$

Factorizando el lado izquierdo y reconociendo que $H_1 + H_2 + H_3 + \cdots + H_n = L$ y $v = k'_v\,(h/L)$ y con algunos reordenamientos para resolver k'_v obtenemos

$$k'_v = \frac{L}{H_1/k_1 + H_2/k_2 + H_3/k_3 + \cdots + H_n/k_n} \tag{8-10}$$

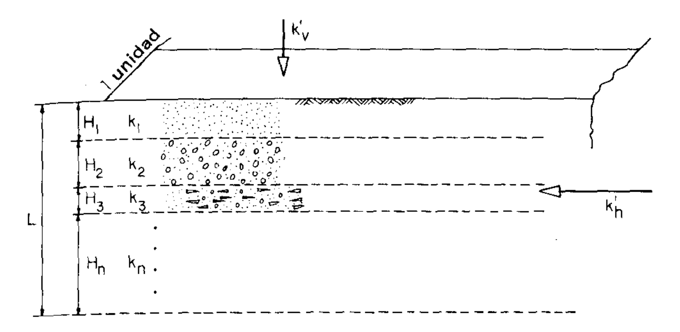


Figura 8-7 Sistema estratificado de suelo con permeabilidad tal como se indica.

El k'_h equivalente puede ser obtenido como

$$q = Av_{\text{ promedio}} = L(k'_h)i$$

lo que es también la suma del flujo de cada estrato:

$$L(k'_h)i = k_1 H_1 i + k_2 H_2 i + k_3 H_3 i + \cdots + k_n H_n i$$

Cancelando i y resolviendo k'_h, obtenemos

$$k'_h = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2 + k_3 H_3 + \cdots + k_n H_n}{L} \tag{8-11}$$

8-7 CAPILARIDAD Y EFECTOS DE LA CAPILARIDAD EN EL SUELO

Todos los materiales poseen fuerzas intermoleculares. Estas pueden ser denominadas *cohesión* para el caso de fuerzas moleculares internas y *adhesión* para el caso de atracción entre moléculas de materiales diferentes, tales como agua y vidrio. Si las fuerzas de adhesión entre un líquido y cualquier otro material son mayores que las fuerzas de atracción intermoleculares del líquido, la superficie del material diferente será "mojada" por el líquido. El mercurio, por ejemplo, tiene una cohesión importante; en consecuencia, mojará sólo un limitado número de materiales diferentes. En cambio, el agua, con cohesión interna pequeña, mojará casi todos los materiales que toque. Pueden utilizarse agentes mojantes para aumentar los efectos de adhesión entre líquidos y sólidos.

Cualquiera cantidad de líquido se comportará como si la superficie fuera de una membrana fuertemente estirada debido a las fuerzas de atracción intermoleculares en el interior. Este fenómeno se llama *tensión superficial*. Esta propiedad de los líquidos explica la forma esférica de las gotas de agua en el polvo aceitoso y las esferas casi verdaderas de las gotas de mercurio en láminas de vidrio. Los agentes mojantes (jabones y detergentes) tienden a

reducir la tensión superficial (la cohesión interna) y aumentan la adhesión del material a la superficie extraña (o la mojan).

Como la tensión superficial es una propiedad de los líquidos y depende de la atracción intermolecular, será dependiente de la temperatura (por debajo de alguna temperatura crítica, que en el caso del agua es de 100°C, el material es líquido y por encima, gas). La tabla 8-1 también da valores de la tensión superficial del agua a diferentes temperaturas.

La tensión superficial permite que una hoja de afeitar o una aguja cuidadosamente colocada en la superficie del agua puedan flotar y produce la elevación por encima del nivel estático de la superficie del agua en un pequeño tubo de vidrio colocado en un recipiente con agua.

Puesto que los efectos de la tensión superficial son causados por la atracción intermolecular, se desprende que en la superficie de contacto con el aire, la membrana está en equilibrio vertical y que sobre la superficie, el empuje debe ser igual, en todas las direcciones o perpendicular a toda línea de interés como en la fig. 8-8*a*. Con un espesor de membrana de una molécula, las unidades de la tensión superficial deben ser de fuerza/longitud.

Ahora investigaremos los efectos de la tensión superficial en una superficie curva, como se muestra en la fig. 8-8*b*.

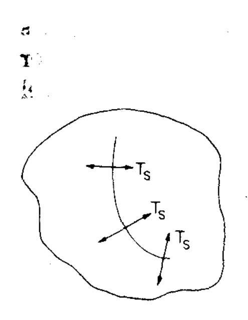
Para el equilibrio, $\sum F_h = 0$, o

$$T_s \operatorname{sen}\theta(2\pi \operatorname{sen}\theta) = \frac{p}{4}\pi(2R\operatorname{sen}\theta)^2$$

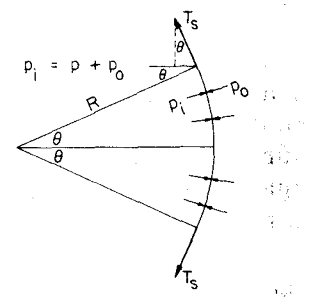
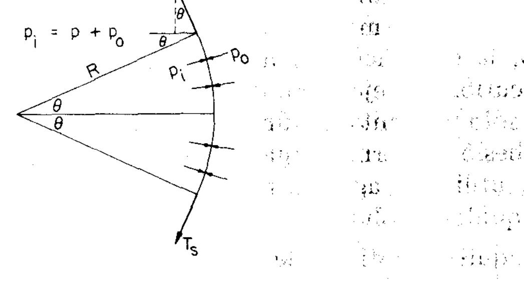
de donde

$$p = \frac{2T_s}{R} \tag{8-12}$$

Esta ecuación plantea que la diferencia de presión $(p_i - p_0)$ en el interior de la superficie curva es directamente proporcional a la tensión superficial T_s e



(a) Tensión superficial perpendicular a cualquier línea de interés en la superficie de un líquido.

(b) Tensión superficial en una parte de una superficie curva tridimensional.

Figura 8-8 Tensión superficial.

inversamente proporcional al radio de curvatura R. Es bien sabido que el agua se evapora (o hierve) a temperaturas menores de 100°C cuando la presión es menor a la atmósférica (101.3 kPa o 1 bar). La ec. (8-12) indica que si R es suficientemente pequeño, será necesaria una temperatura mayor para causar la evaporación debido a la mayor presión.

A Altura de la elevación del agua en tubos capilares

Cuando se coloca un tubo vacío, de extremos abiertos, en un recipiente con un líquido y si el líquido moja la superficie de contacto, éste subirá por las paredes interiores del tubo por razón de los efectos de la tensión superficial, produciendo una superficie superior esférica cóncava, como se indica en la fig. 8-9*a*. Este fenómeno es tanto teórico como fácilmente observable.

Para un vidrio limpio, el ángulo α de la película superficial cóncava con las paredes del tubo:

Líquido con vidrio limpio	α, grados
Agua	0
Mercurio	139

La altura de la elevación h_c puede ser calculada como $\sum F_v = 0$; de la fig. 8-9*a*

$$\frac{\pi d^2}{4} h_c \gamma = \pi d T_s \cos \alpha$$

y resolviendo h_c,

$$h_c = \frac{4T_s \cos \alpha}{\gamma d} \tag{8-13}$$

en donde T_s = tensión superficial
γ = peso unitario del fluido
d = diámetro del tubo, todo en unidades consistentes

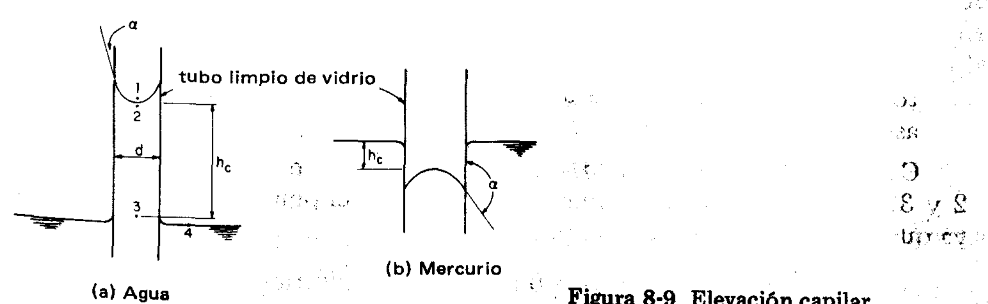


Figura 8-9 Elevación capilar.

Para el agua a 20°C, $T_s \cong 72.8$ dinas/cm; $\gamma = 9.7896$ kN/m^3. Como 10^3 dinas = 1 kN y 10^6 cm^3 = 1 m^3, obtenemos

$$h_c = \frac{4(72.8 \text{ dinas/cm})(10^6 \text{ cm}^3/\text{m}^3)}{9.7896 \text{ kN/m}^3(10^8 \text{ dinas/kN})(d \text{ cm})}$$

De donde

$$h_c = \frac{0.297\,46}{d \text{ (cm)}} \quad \text{en unidades de cm} \tag{8-13a}$$

Ejemplo 8-3

DADOS $d = 0.001$ cm, $T = 20°$C.

SE REQUIERE Altura del ascenso capilar h_c.

SOLUCION Usando la ec. (8-13*a*),

$$h_c = \frac{0.297\,46}{0.001} = 297.46 \text{ cm} = 2.97 \text{ m}$$

Ejemplo 8-4

DADOS $d = 0.05$ cm

$$\begin{aligned} \text{Mercurio con } \alpha &= 139° \\ \gamma_{Hg} &= 13.6 \times 9.807 = \mathbf{133.4 \text{ kN/m}^3} \\ T_s &= 473 \text{ dinas/cm} \end{aligned}$$

SE REQUIERE Altura de la elevación capilar

SOLUCION Usando la ec. (8-13)

$$h_c = \frac{4(473)(10^{-2})(\cos 139°)}{133.4(0.05)} = -2.14 \text{ cm} \quad \text{(por debajo de la superficie del líquido)}$$

Observe que el signo del ángulo permite que la ec. (8-13) sea usada para *todos* los líquidos y que $\alpha > 90°$ producirá una altura deprimida de ascenso capilar.

Con relación a la fig. 8-9*a*, ¿cuál es la tensión en el agua en los puntos 2 y 3? Según la estática de fluidos, la tensión en el punto 3 es la atmosférica ya que está en equilibrio con el punto 4, o

σ_3 = presión atmosférica = 0 presión manométrica (o 101.3 kPa de presión absoluta)

En el punto 2, la tensión debe ser de tracción por la ec. (8-12) y de la fig. 8-8*b* $p_i = p + p_o$, pero p_i = presión atmosférica ó 0 presión manométrica y, en consecuencia $p = -p_o$ = presión del agua; (—) corresponde a tracción por la convención de signos y ya que

$$\alpha = 0 \qquad R = \frac{d}{2}$$

obtenemos

$$-p_o = \sigma_2 = \frac{2T_s}{R} = \frac{4T_s}{d} \qquad \text{(tracción)}$$

Ahora, ya que $4T_s \cong 291.2$ a $T = 20°C$, digamos 300 dinas/cm (para todas las temperaturas entre 0 a cerca de 25°C), la tensión es aproximadamente de

$$\sigma_t = \frac{0.03}{d\ (\text{cm})} \quad \text{kPa} \tag{8-14}$$

Y del ej. 8-3 la tensión de tracción es (exactamente)

$$p_o = -\frac{0.029\,746}{0.001} = -29.75 \text{ kPa} \qquad \text{(tracción)}$$

Como la tensión de tracción sería suficiente como para "tirar" la columna de agua hasta esta altura (2.97 m), esto debiera proporcionar medios alternos para calcular la tensión de tracción como sigue:

$$\sigma_2 A = \text{peso de la columna de agua de 2.97 m de alto} = W_c$$

El peso de la columna de agua es

$$W_c = \gamma_w h_c A$$

de donde la tensión de tracción es siempre

$$\sigma_t = -\gamma_w h_c$$

y, en el ej. 8-3, la tensión de tracción a $T = 20°C$, usando la tabla 8-1, es

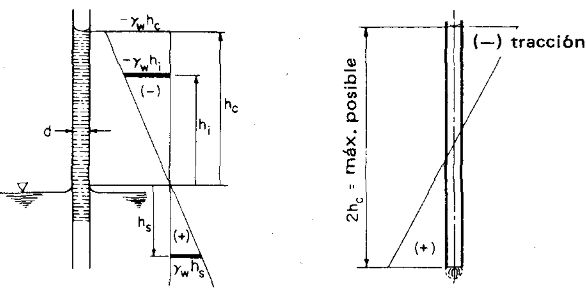
$$\sigma_t = -9.7896(2.97) = -29.12 \text{ kPa} \quad \text{(contra 29.75 previamente calculado)}$$

Las pequeñas discrepancias entre los dos valores calculados para la tensión de tracción obedecen a pequeñas inconsistencias entre los valores tabulados de la tensión superficial y el peso unitario del agua en la tabla 8-1. Usando la ec. (8-14), la tensión de tracción es de aproximadamente

$$\sigma_t = \frac{0.03}{0.001} = 30.0 \text{ kPa}$$

Para todo propósito práctico, la tensión de tracción en el agua en la zona capilar a cualquier altura h_i es

$$\sigma_t = -\gamma_w h_i \tag{8-15}$$



(a) Tensiones del agua en un tubo capilar con suministro basal

(b) Tensiones del agua en un tubo capilar vertical de extremos abiertos

Figura 8-10 Tensiones del agua en tubos capilares con las condiciones de borde señaladas.

cuyos términos están identificados en la fig. 8-10*a*. Nuevamente, debe observarse que con un tubo de diámetro $d \cong 0.0003$ cm, la tensión de tracción máxima es $\sigma_t \cong 101.3$ kPa = 1 atmósfera de tensión (vacío), que constituiría una condición de evaporación o de "ebullición" del agua a cualquier temperatura ambiente en el punto 3 de la fig. 8-9*a*. De acuerdo con la ec. (8-14), esta "ebullición" puede no ser posible debido a los efectos de la tensión superficial. Puede suceder, sin embargo, que con el tubo de 0.0003 cm de diámetro, el flujo sea tan lento que la evaporación, la presión del vapor por encima del agua capilar o ambos invaliden este concepto.

B Tubos capilares de radio variable

La fig. 8-11 ilustra el ascenso que puede obtenerse en tubos capilares de sección transversal variable. La fig. 8-11*a* y *b* ilustra que el ascenso capilar h_c depende del diámetro del tubo y la fig. 8-11*a* ilustra adicionalmente que el menisco puede no desarrollarse enteramente si la altura del tubo es menor que h_c. La fig. 8-11*c* muestra que un ensanchamiento repentino puede parar el ascenso capilar a menos que esté ubicado a una altura que corresponda al diámetro d_2. La fig. 8-11*d* ilustra cómo el ascenso capilar puede pasar un en-

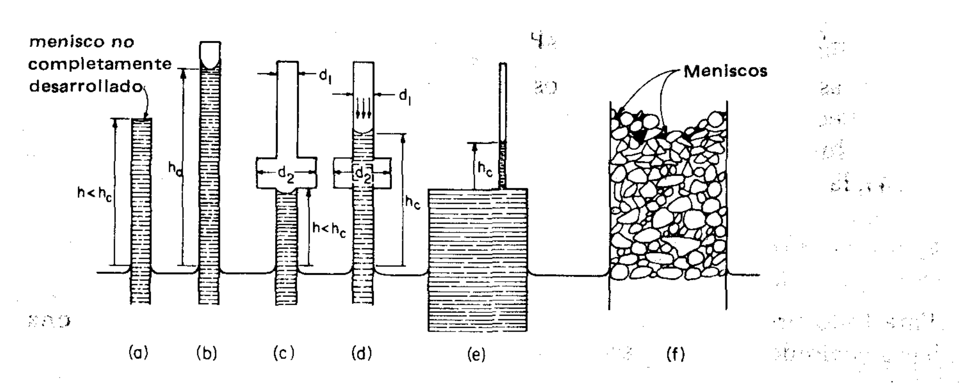


Figura 8-11 Ascensos capilares para varios casos.

sanchamiento del tubo si el suministro de agua desde arriba fluye hacia abajo y llena al tubo por encima del ensanchamiento; éste puede ser sobrepasado elevando el suministro de agua de tal forma que h_c, para el diámetro d_2 esté por encima del ensanchamiento; después de llenar el tubo, la superficie del agua puede descender. Esta condición corresponde a la infiltración por lluvias, a un ascenso temporal del nivel freático o a ambos. En la fig. 8-11*c*, se ha hecho descender en el agua una caja abierta en la base y con un tubo capilar en el extremo superior hasta llenar el tubo capilar de agua hasta la altura h_c, correspondiente al diámetro del tubo. Si se levanta lentamente la caja, se desarrolla suficiente tensión capilar (al menos en teoría) en el agua como para mantenerla en la caja. La fig. 8-11*f* es un gran tubo con partículas de suelo, tales que los poros conforman tubos capilares. Obsérvese que la gran cantidad de poros en la parte central del extremo superior produce un nivel h_c irregular. En este caso las tensiones de tracción en el agua producen tensiones de compresión entre partículas, que resultan en un aumento de la presión intergranular.

C Capilaridad en suelos

La fig. 8-12 representa varias partículas de suelo con los poros llenos de agua y con evaporación en desarrollo. Los "tubos" del suelo variarán en limpieza y la superficie de contacto agua-suelo tendrá un rango de suave a áspera; sin embargo, debido a la compresión de las paredes del tubo a medida de que se desarrollan tensiones de tracción en el agua de los poros (refiérase a la fig. 8-12*c*), el límite superior de la presión intergranular será del orden de 80 a 100 por ciento de las tensiones de tracción máximas posibles calculadas usando la ec. (8-14). Los tubos de los poros son bastante irregulares y variables en diámetro, pero es todavía conveniente, y con buena aproximación, usar la ec. (8-13*a*) para obtener h_c.

Es imposible medir el diámetro del poro y debe ser aproximado. Una aproximación comúnmente usada es

$$d \cong \tfrac{1}{5}D_{10} \text{ mm}$$

La compacidad o arreglo de las partículas puede influir considerablemente el (los) diámetro(s) de los poros, pero ello no se refleja en esta ecuación. En suelos arcillosos en los que D_{10} puede ser del orden de 0.0015 mm, el diámetro del tubo es de aproximadamente

$$d = \frac{0.0015}{5} = 0.003 \text{ mm}$$

y la altura correspondiente del ascenso capilar es

$$h_c = \frac{0.03}{0.003} = 10 \text{ m}$$

Es muy dudoso que un observador pueda ser capaz de detectar una zona capilar de más de 1 a 2 m en este (o en cualquier otro) suelo porque la evaporación remueve el agua tan pronto como asciende a zonas más altas.

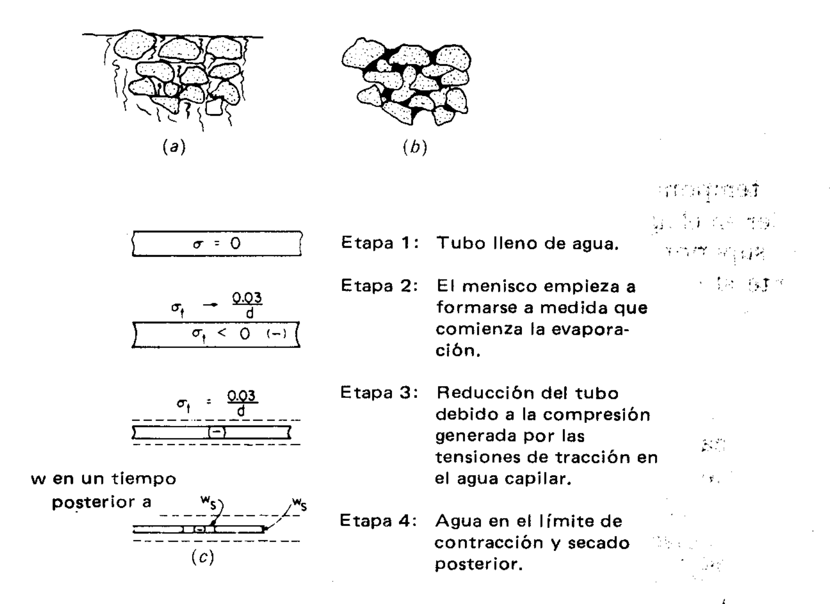


Figura 8-12 Efectos capilares que producen la contracción del suelo. (*a*) Suelo saturado. (*b*) Suelo después de un secado parcial, con meniscos, tensión en el agua y tensiones de compresión que comienzan a desarrollarse entre los granos. (*c*) Tensiones de evaporación en un tubo capilar horizontal.

D Capilaridad y contracción

El límite de contracción fue definido en el cap. 2 como el contenido de agua (S = 100 por ciento) bajo el cual no ocurre un ulterior cambio de volumen. La fig. 8-12*c* ilustra las condiciones generales de contracción; en la etapa 1 el tubo está lleno de agua y no se puede formar un menisco. Mientras se desarrolla la evaporación, se forma el menisco y se desarrollan tensiones de tracción en el agua; esto exprime agua de los poros, reduciendo su tamaño, el diámetro y radio del tubo y se evapora más agua. El caso límite ocurre cuando la matriz del suelo no reduce más su volumen por las tensiones de tracción del agua. Este es el límite de contracción y desde este punto en adelante el agua simplemente se evapora sin cambio en la estructura del suelo. Como lo indica la ec. (8-12), pueden desarrollarse tensiones de compresión muy altas durante el secado debido al gran número de poros del suelo que simultáneamente son sometidos a la tensión del agua. No es posible evaluar la magnitud de las tensiones de compresión desarrolladas; sin embargo, se han observado los efectos. Para muchos suelos cohesivos, el secado (a menudo varias veces durante largos períodos geológicos y posiblemente ayudados por la contaminación de los poros y del agua de los poros como en los depósitos marinos) ha alterado la estructura del suelo como si hubieran sido aplicadas grandes alturas de sobrecarga posteriormente erosionadas. En muchas partes de los Estados Unidos el secado ha cargado al suelo (llamado *preconsolidado* en el cap. 11) con cargas aparentes del orden de 200 a 800 kPa. Tschebotarioff (1936) y otros investigadores encontraron valores de contracción del

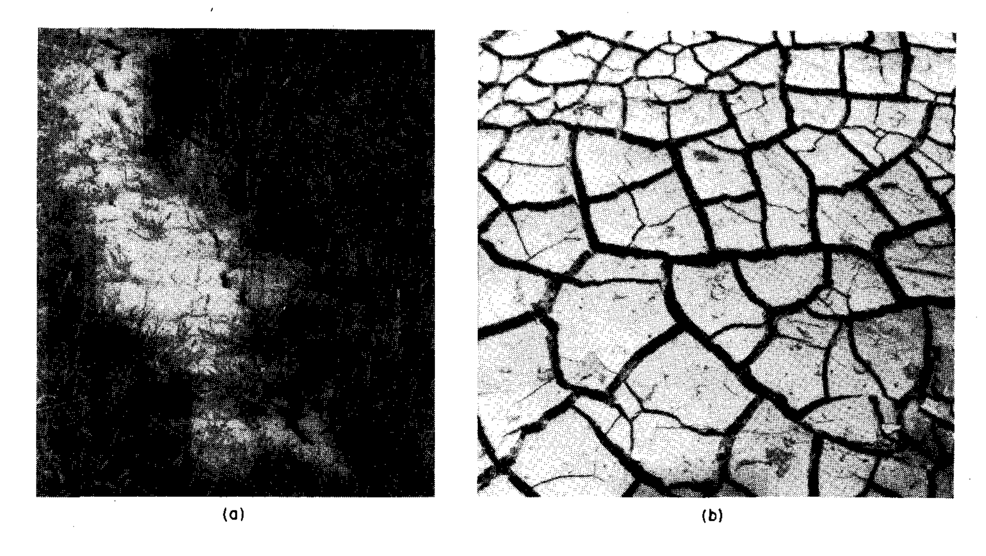
orden de 900 kPa en el valle del Nilo en Egipto. También se han encontrado tensiones de contracción de altos valores en Australia, India y el Medio Oriente.

La capilaridad es un factor significante en arenas (la grava es demasiado grande para ser afectada), especialmente en arenas finas a medias. Cuando la arena está completamente saturada o completamente seca, la capilaridad no está presente (fig. 8-12*c*, etapa 1 para el caso saturado) y los granos de arena son fácilmente desplazados. A contenidos de humedad intermedios, los efectos capilares están presentes y debido a las muchas partículas el efecto acumulativo es lo suficientemente grande como para permitir que la arena se sostenga en cortes verticales y sea moldeada cuando está húmeda. Es bien sabido y fácilmente observable que es más fácil caminar o conducir un vehículo con ruedas en una arena húmeda que en una arena seca debido al desplazamiento del grano. Otra consideración práctica con la arena húmeda es el *abultamiento*, que se consideró en la sec. 6-4. Cuando la arena está seca, es totalmente imposible efectuar una excavación vertical o moldearla. El efecto capilar en la arena húmeda se denomina *cohesión aparente* ya que desaparece cuando la arena está seca o saturada.

El *deleznamiento* es la desintegración rápida, casi explosiva, de terrones de *suelos cohesivos secos* o casi secos cuando son sumergidos en agua; es un fenómeno capilar. El suelo que no está muy seco solamente se expandirá cuando es sumergido en agua; sin embargo, si el contenido de humedad está por debajo del límite de contracción, los capilares del suelo contienen aire. Cuando el suelo es colocado en agua, la tensión superficial atrae o "tira" agua hacia los tubos capilares confinando y comprimiendo al aire. A medida que el aire es comprimido cada vez más, las tensiones interparticulares de tracción aumentan y cuando llegan a ser mayores que las atracciones entre las partículas, el suelo cede. Solamente los suelos arcillosos y algunas lutitas, en donde el material en su estado primitivo tiene un límite de contracción, experimentan deleznamiento. Otros suelos y rocas sin límite de contracción no exhibirán este fenómeno.

E Contracción y cambio de volumen

El cambio de volumen es un problema muy serio en los suelos que en todo el mundo son susceptibles de contraerse. Puede incluir casi cualquier suelo cohesivo, pero es más pronunciado en áreas áridas a semiáridas o donde la montmorillonita o bentonita o los minerales arcillosos más activos no han sido suficientemente meteorizados en un estado menos activo. Grandes áreas del oeste y sudoeste de Estados Unidos, Australia, India, el Medio Oriente y Sur Africa están cubiertas por suelos que experimentan grandes cambios de volumen y que causan serios problemas de ingeniería. Los suelos cohesivos en otras áreas son a menudo susceptibles de menores cambios de volumen, que constituyen más bien una molestia que un problema serio. Jones y Holtz (1973) estiman que el daño económico en los Estados Unidos supera los 2250 millones de dólares anuales e indican que alrededor de 20 a 25 por



(a) (b)

Figura 8-13 Grietas de contracción. (*a*) Típica de suelo arcilloso. La grieta tiene cerca de 2 cm de ancho y alrededor de 1.5 m de profundidad, determinada por la inserción de un alambre delgado. (*b*) Grietas de un depósito en el fondo de un lago. Tienen alrededor de 4 cm de ancho y por lo menos 0.3 m de profundidad.

ciento de la superficie del terreno en los Estados Unidos está cubierta con suelos susceptibles a cambios de volumen.

Los suelos arcillosos expansibles son densos y muy duros en el estado seco debido a las tensiones de contracción. Aun a pequeños contenidos de agua en suelo es bastante denso y duro, tan duro que es menudo difícil o prácticamente imposible obtener muestras de tubos de pared delgada para ensayos de laboratorio. A menudo estos suelos contendrán un laberinto de grietas de contracción de un ancho que va desde el grueso de un cabello hasta 2 ó 3 cm. La fig. 8-13 ilustra grietas de contracción en una zona cubierta de pasto y en el fondo de un lago seco, que indican que el fenómeno no está limitado a depositaciones recientes por agua. Las grietas de contracción, similares a las ilustradas para el área con pasto, pueden tener una apreciable influencia en la velocidad de saturación del suelo a partir de la infiltración superficial. Los valores de ensayos de resistencia en laboratorio son considerablemente afectados por las grietas o por las grietas que han sido "rellenadas" con material extraño depositado por el viento o el agua. Si las muestras para ensayo están muy fisuradas, los ensayos pueden no tener valor práctico.

El problema de la expansión puede evitarse sólo en los casos en los que el suelo puede ser confiablemente protegido contra la infiltración de agua usando drenaje superficial o subsuperficial, recursos paisajistas o utilizando membranas impermeables (asfalto o tela plástica). El único otro recurso es alterar la arcilla con aditivos químicos tales como cemento, cal, cal-ceniza, cemento-ceniza, cloruro de calcio, etc. El simple cubrimiento de un área con

una losa de piso o de pavimento no controla la infiltración de agua en la zona de interés ya que el vapor de agua tiende a condensarse debajo de las losas en un período de varios años y saturará al suelo. Esto puede observarse fácilmente levantando una roca pequeña en el verano; la cara inferior estará húmeda aun en el caso de que haya habido un período seco prolongado. Infortunadamente, cerca de los bordes de una losa de piso o pavimento, el contenido de agua será menor que en el interior debido a la evaporación perimetral; en consecuencia, el cambio de volumen será diferencial más que uniforme.

El cambio de volumen está directamente relacionado con el límite de contracción y un poco menos con los límites líquido y plástico. La tabla 8-2 presenta relaciones aproximadas que han sido consideradas como razonablemente confiables para pronosticar la ocurrencia del cambio de volumen. Desgraciadamente, no existe un método confiable para cuantificar numéricamente el cambio de volumen. Se podría esperar que un potencial "bajo" fuese menor que un potencial "alto", pero para el diseño sería de considerable beneficio poder decir que "bajo" es, digamos, 2 a 3 por ciento o menos que "alto" corresponde a 8 ó 10 por ciento o más. En este momento, no existen medios para cuantificar los potenciales dados en la tabla y se necesita realizar mucha investigación antes de que puedan ser cuantificados. Factores tales como el tipo de arcilla, sobrecarga, relación de vacíos, método de saturación y ambiente general producen un intervalo muy amplio en los parámetros del problema como para disponer de una respuesta pronta y directa.

Como el cambio de volumen es un resultado de la presencia de suelos cohesivos y agua, el problema también puede presentarse en áreas menos áridas como consecuencia del crecimiento de árboles y arbustos. En la estación de crecimiento, las raíces de los árboles pueden desecar temporalmente al suelo y, en la estación latente, el contenido de agua puede crecer, resultando así un cambio estacional de volumen. Esto puede convertirse en un problema ambiental: cómo evitar el volumen y al mismo tiempo evitar la destrucción de árboles y arbustos.

Tabla 8-2 Relaciones entre los límites de Atterberg y el potencial de cambio de volumen[4]

Potencial de cambio de volumen	Indice de plasticidad I_p		Límite de contracción w_S
	Zonas secas	Zonas húmedas	
Bajo	0–15	0–30	> 12
Moderado	15–30	30–50	10–12
Alto	> 30	> 50	< 10

[4] Según Holtz y Gibbs (1956).

Ejemplo 8-5

DADOS El límite de contracción de un suelo muy arcilloso es 9.6 por ciento. G_s = 2.60, que es un valor bajo para la arcilla. Los datos del ensayo de compactación dan γ_d = 16.70 kN/m^3 a un COH = 16.5 por ciento.

SE REQUIERE Calcular el peso unitario seco del suelo en el límite de contracción y compararlo con el valor dado por el ensayo estándar de compactación.

SOLUCION Por definición, en el límite de contracción w_s = 9.6 por ciento, el grado de saturación es S = 100 por ciento. De la ec. (2-12) tenemos

$$Se = wG_s \qquad \text{y} \qquad e = \frac{0.096(2.60)}{1.00} = 0.2496$$

Según la ec. (2-11), el peso unitario seco en el límite de contracción es

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.60(9.807)}{1 + 0.25} = 20.40 \text{ kN/m}^3$$

El porcentaje de mejoramiento es

$$\text{Porcentaje de mejoramiento} = \frac{20.40}{16.70}(100) = 122 \text{ por ciento}$$

El cálculo indica que las tensiones capilares durante el proceso de secado producen tensiones de compresión muy altas en la estructura del suelo y son considerablemente más eficientes en producir una matriz densa del suelo de comparación con el ensayo estándar de compactación. Obsérvese, sin embargo, que este peso unitario ha sido calculado y no realmente medido; el valor de terreno podría ser algo menor pero podría ser también aun mayor si se ha aplicado un número alto y suficiente de ciclos de secado.

8-8 FUERZAS DE FILTRACION Y CONDICIONES DE LICUACION

De la ec. (2-21) la tensión intergranular o *efectiva* es

$$\sigma' = \sigma - u \qquad (2\text{-}21)$$

Una inspección crítica de esta ecuación muestra que tanto la presión total en el plano de interés como la presión del agua de los poros pueden ser medidas o calculadas. La presión del agua de los poros puede ser medida sin mucha dificultad con un piezómetro (véase la sec. 8-3). No obstante, nótese que la tensión efectiva sólo puede ser calculada.

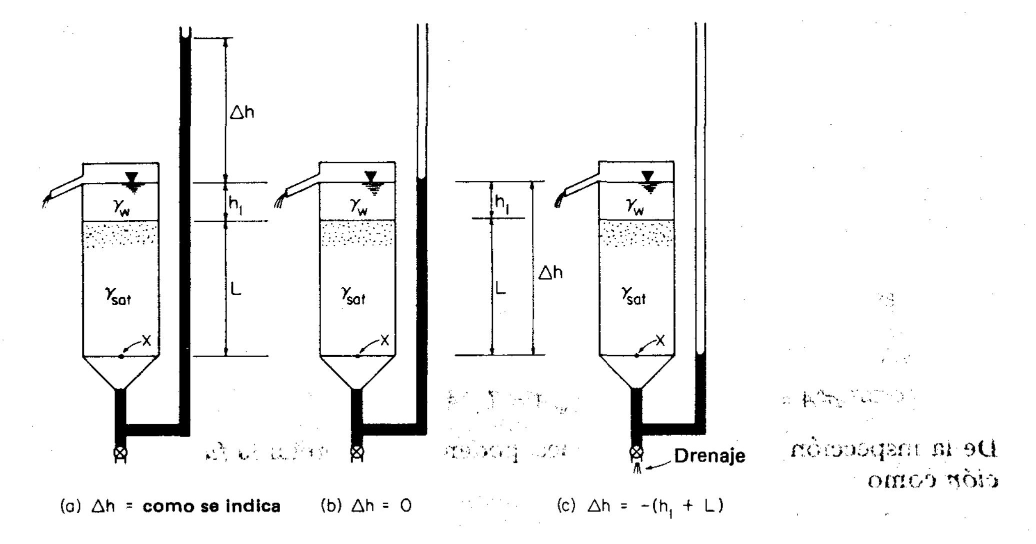


Figura 8-14 Presión intergranular en el punto X para varias cargas diferenciales.

Cuando el agua fluye en el suelo bajo un gradiente hidráulico como el considerado en las secs. 8-3 y 8-4, la altura diferencial de presión produce una fuerza en los granos del suelo en la dirección del flujo. Esta acumulación de presión se llama *fuerza de filtración*. Consideremos la presión intergranular en el punto X de la fig. 8-14 para los casos ilustrados en (a), (b) y (c).

En la fig. 8-14, en el instante en que la altura diferencial es tal como se ilustra, se obtienen las siguientes relaciones para el punto X:

$$\sigma = h_1\gamma_w + L\gamma_{sat} = h_1\gamma_w + \frac{G_s\gamma_w}{1+e} + \frac{\gamma_w e}{1+e} = h_1\gamma_w + \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$u = L\gamma_w + (h_1 + \Delta h)\gamma_w$$

En la fig. 8-14a, la presión intergranular es

$$\sigma' = h_1\gamma_w + L\gamma_{sat} - L\gamma_w - (h_1 + \Delta h)\gamma_w$$

o

$$\sigma' = L\gamma' - (\Delta h)\gamma_w$$

y el flujo es hacia arriba en la muestra. En la fig. 8-14b, la presión intergranular en el punto X es

$$\sigma' = L\gamma'$$

y no hay flujo, ya que $\Delta h = 0$. En la fig. 8-14c, la presión intergranular en el punto X es

$$\sigma' = h_1\gamma_w + L\gamma_{sat}$$

Alternativamente, la presión intergranular en este caso puede calcularse como

$$\sigma' = L\gamma' - (-h_1 - L)\gamma_w = h_1\gamma_w + L\gamma_{sat}$$

pero obsérvese que el flujo se ha inventariado desde arriba hacia abajo. Esta inversión del flujo aumenta efectivamente la presión intergranular del agua en la masa de suelos, como se indica.

Si sumamos las fuerzas (presión × área = σA) en los tres casos, obtenemos

Caso a: $\sigma' A = L\gamma' A - \Delta h\gamma_w A =$ fuerza intergranular — fuerza de filtración

Caso b: $\sigma' A = L\gamma' A - 0xA = L\gamma' A$ (fuerza de filtración = 0)

Caso c: $\sigma' A = L\gamma' A + (h_1 + L)\gamma_w A = L\gamma' A + \Delta h' A$

De la inspección de estas ecuaciones, podemos interpretar la *fuerza de filtración* como

$$\text{Fuerza de filtración} = \text{exceso de presión de poros}^5 \times \text{área} \qquad (8\text{-}17)$$

Obsérvese cuidadosamente que siempre existe una fuerza de filtración cuando hay una altura diferencial Δh a lo largo de una trayectoria de flujo de longitud L y que variará de punto a punto dentro de la longitud de suelo considerada, tal como se indica en la fig. 8-15. La fuerza de filtración puede ser calculada como ΔhPPA. El gradiente hidráulico es disipado como en la figura:

$$d\,\Delta h = i\,dy$$

$$\Delta h = \int_0^L \frac{\Delta h}{L}\,dy$$

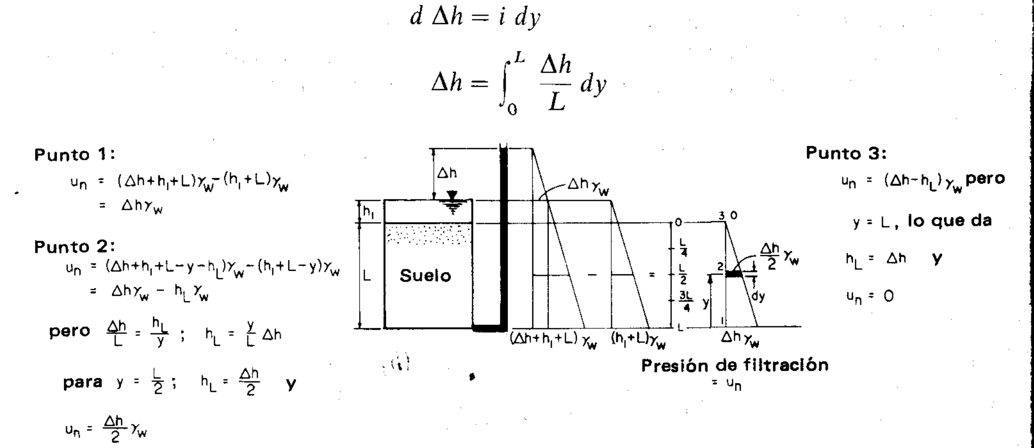


Figura 8-15 Método para calcular la presión de filtración usando relaciones piezométricas y la definición de gradiente hidráulico.

[5] El exceso de presión de poros es aquel debido a Δh de la fig. 8-14 o el valor por encima de la carga estática en el punto, como en la sec. 2-13.

La disipación de Δh es una pérdida de energía causada por la viscosidad, fricción y efectos de inercia mientras el agua fluye a través de los poros y alrededor de los granos del suelo, recorriendo los canales de poros irregulares y rugosos.

Cuando la fuerza de filtración (o exceso de presión de poros) es suficientemente grande, los granos individuales del suelo pueden ser suspendidos en el flujo del agua —una condición visible parecida a la ebullición. Este fenómeno puede ser observado fácilmente tanto en el laboratorio como en ciertas ubicaciones en el terreno (en el lado hacia tierra de diques durante inundaciones) y puede ser aproximadamente evaluado para arenas. En suelos cohesivos, las fuerzas de atracción interparticulares producen una condición en la que puede ser levantada una masa de suelo más bien que granos individuales. Estas condiciones serán consideradas separadamente.

A Condiciones de licuación para arenas

Cuando la presión intergranular en la arena es cero, los granos del suelo sólo se tocan sin resistencia friccional $(\sigma_f = f\sigma_n)$ disponible. Este estado se denomina condición de *licuación*. En arena no son posibles tensiones intergranulares menores que cero, ya que corresponderían a un estado de tracción. En la condición de licuación,

$$\sigma' = 0 = \sigma - u$$

en consecuencia, cuando la presión de poros iguala a la presión total en un plano, existe una condición de licuación y la presión de poros puede sólo igualar a la presión total cuando $\Delta h > 0$, que es una condición de flujo.

Ejemplo 8-6

DADOS Relación de vacíos de $e = 0.5, 0.8$ y 1.0 para una arena de $G_s = 2.67$.

SE REQUIERE ¿Cuál es el gradiente hidráulico crítico i_c para estas relaciones de vacíos?

SOLUCION Observando de la reciente discusión que una condición de licuación es una condición de flujo, el gradiente hidráulico crítico será considerado como el gradiente hidráulico que causa una condición de licuación,

$$\sigma = u$$

Para cualquier h_i de agua de descarga y una altura diferencial Δh suficientemente grande para producir i_c, tenemos

$$L\gamma_{sat} + h_i\gamma_w = (L + h_i + \Delta h)\gamma_w$$

y simplificando

$$(\gamma_{sat} - \gamma_w)L = \Delta h \gamma_w$$

$$L\gamma' = \Delta h \gamma_w$$

Redistribuyendo,

$$\frac{\Delta h}{L} = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

o el gradiente hidráulico i_c es

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \tag{8-18}$$

Desarrollaremos ahora una expresión general de γ' usando las ecs. (2-10) y (2-12) para obtener

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(G_s + e)}{1 + e}$$

$$\gamma' = \frac{\gamma_w(G_s + e)}{1 + e} - \gamma_w$$

y la relación deseada es

$$\gamma' = \frac{\gamma_w(G_s - 1)}{1 + e} \tag{8-19}$$

Ahora, según las ecs. (8-18) y (8-19), el gradiente hidráulico crítico es

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \tag{8-20}$$

y, para este ejemplo,

$$e = 0.5: \quad i_c = \frac{2.67 - 1}{1 + 0.5} = 1.11$$

$$e = 0.8: \quad i_c = 0.93$$

$$e = 1.0: \quad i_c = 0.835$$

El intervalo máximo de i_c para una arena cualquiera es del orden de

e	i_c	
0.3	1.3	(Probablemente ninguna arena tendrá una relación de vacíos menor que este valor)
1.2	0.76	(Probablemente ninguna arena tendrá una relación de vacíos mayor que este valor)

El intervalo probable de e es de cerca de 0.45 o 0.7; en consecuencia, $i_c \cong 1.0$ para cualquier G_s práctico en un depósito de arena.

B Presión de filtración de levantamiento en un estrato de arcilla

Las fuerzas de atracción entre partículas en arcillas son de tal naturaleza que es más probable que la masa, más bien que las partículas individuales, pueda flotar o puedan formarse en ella, por erosión, canales aislados (a través de defectos u orificios de madrigueras de animales o de gusanos o provenientes de la descomposición de raíces). Consideremos la fig. 8-16 como una condición típica en la que las fuerzas de filtración demandarían una investigación de la estabilidad. Supongamos que un piezómetro, instalado en el fondo de la arcilla limosa, indica la altura piezométrica ilustrada. Uno podría preguntarse cuál es la magnitud de la excavación que dé por resultado un espesor t_c y que sea segura de realizar. Despreciando cualquier resistencia lateral friccional F_s y con la excavación seca tal como se indica, $\sum F_v = 0$ da el espesor crítico t_c en el que la arcilla está en el límite de flotar (factor de seguridad $F = 1$). No existen fuerzas de filtración por considerar dentro de la arcilla, ya que el coeficiente de permeabilidad es tan bajo que la cantidad de filtración es muy cercana a cero. Con $\sum F_v = 0$ en el bloque *abcd*, obtenemos

$$t_c \gamma_{\text{suelo}} = (\Delta h + t_c)\gamma_w$$

de donde

$$t_c(\gamma_{\text{suelo}} - \gamma_w) = \Delta h \gamma_w$$

donde γ_{suelo} es probablemente (pero no necesariamente) el peso unitario saturado. Reordenando, obtenemos

$$t_c = \frac{\Delta h \gamma_w}{\gamma_{\text{suelo}} - \gamma_w} \qquad F = 1$$

y cualquier $t > t_c$ da un factor de seguridad $F > 1$.

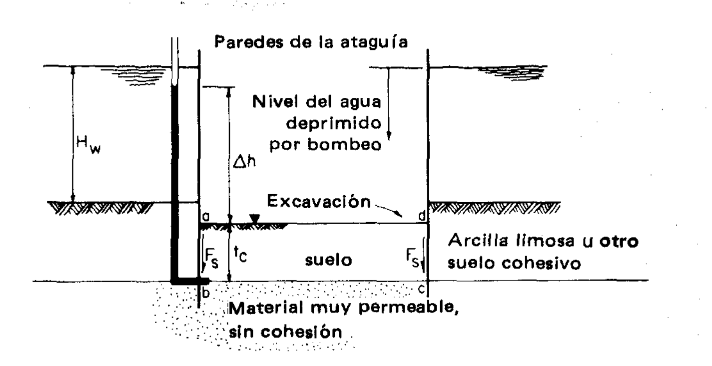


Figura 8-16 Excavación en un depósito de arcilla limosa en el interior de una ataguía.

8-9 RESUMEN

Este capítulo ha desarrollado el concepto de gradiente hidráulico i como una pérdida de energía que ocurre cuando el agua fluye en una masa de suelo. El flujo ha sido analizado de una manera similar a cualquier otro flujo y la ecuación de Bernoulli ha sido usada conjuntamente con el coeficiente de permeabilidad de Darcy para obtener la cantidad de flujo. Se ha demostrado que la altura de velocidad, en problemas de flujo en suelos, es despreciable al usar la ecuación de Bernoulli. Se han sido evaluado críticamente los medios para obtener el coeficiente de permeabilidad y se ha considerado el flujo laminar contra el flujo turbulento y los efectos de estos flujos en la validez de la ley de Darcy.

Se ha considerado con algún detalle el concepto de capilaridad del suelo; este incluye tanto la simple elevación en el interior de un tubo de una columna de agua por encima de la superficie del agua como los efectos de la tensión capilar en la contracción del suelo y en el límite de contracción.

Se han establecido o desarrollado relaciones conceptuales entre:

1. Gradiente hidráulico y fuerzas de filtración
2. Gradiente hidráulico y condiciones de licuación en suelos sin cohesión
3. Gradiente hidráulico y levantamiento de masas de suelos cohesivos.

PROBLEMAS

8-1 Una muestra de suelo sometida a un ensayo de permeabilidad de carga constante proporciona los siguientes datos (referidos a la fig. P8-1): Diámetro = 7.6 cm; L = 20.0 cm; Δh = 15.0 cm; e = 0.55; γ_{sat} = 2.08 g/cm^3, tiempo de duración del ensayo = 8 min; Q = 1200 cm^3.

SE PIDE: Hacer un diagrama del ensayo y calcular

(*a*) El coeficiente de permeabilidad k, cm/s

(*b*) La velocidad de filtración nominal, cm/s

(*c*) La velocidad real aproximada de descarga

Respuesta: (*c*) v_a = 0.155 cm/s.

8-2 Suponga que la muestra del problema 8-1 es vertical como en el esquema.

SE PIDE: ¿Cuál es la altura diferencial Δh que causará una condición de licuación en el punto A?

Respuesta: 21.6 cm.

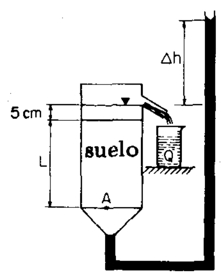


Figura P8-1

8-3 Se dan los siguientes datos de un ensayo de permeabilidad a carga o altura variable: Diámetro = 7.62 cm; L = 20.3 cm; h_1 = 50 cm; h_2 = 20 cm; Tiempo = 82 s; Q = 34 cm^3 y T = 28°C.

SE PIDE: Dibujar el esquema de ensayo y encontrar k tanto a la temperatura de ensayo como a 20°C.

Respuesta parcial: 5.62 × 10^{-3} cm/s a 28°C.

8-4 Refiérase a la fig. 8-7 y tome:

Estrato	k, cm/s	H_i, m
1	1 × 10^{-2}	1.6
2	2 × 10^{-4}	2.5
3	1 × 10^{-1}	1.5
4	6 × 10^{-3}	0.9

SE PIDE: Encontrar k_v y k_h equivalentes para la masa de suelos.

Respuesta: k_v = 5.07 × 10^{-4}; k_h = 2.64 × 10^{-2} cm/s.

8-5 Se realizó un ensayo de permeabilidad a carga variable y se obtuvieron los siguientes datos: h = 150 cm; h_2 = 50 cm; L = 15 cm; A = 100 cm^2; tiempo = 10 min; área de la bureta a = 0.959 cm^2; T = 25°C.

SE PIDE: Calcular el coeficiente de permeabilidad a la temperatura del ensayo y a 20°C.

Respuesta: k_{20} = 2.3 × 10^{-4} cm/s.

8-6 ¿Cuál es la altura esperada de ascenso capilar en el suelo de la curva A de la fig. 3-2?

8-7 Con la suposición de que el límite de contracción del suelo de la fig. 7-1 sea de w_S = 9.4 por ciento, ¿cuál es la densidad en el límite de contracción y cómo se compara con los valores de densidad indicados?

8-8 Un suelo arenoso tiene un G_s = 2.68. Trazar un gráfico del gradiente hidráulico crítico i_c contra la relación de vacíos para el intervalo más probable de relación de vacíos reales.

8-9 Con referencia a la fig. 8-16, si γ_{suelo} = 18.2 kN/m^3 y Δh = 6.3 m y t debe ser excavado hasta un espesor de 5.4 m, dibujar un esquema de trabajo con las condiciones del problema y calcule el factor de seguridad F; si fuera menor de 1.15, exponer qué puede hacerse para permitir que la excavación pueda ser realizada en forma segura.

8-10 Con referencia a la fig. 8-14, verificar que el trazado de la presión de filtración sea lineal al calcular las presiones de filtración a y = 0.25L y 0.75L.

Capítulo 9

Filtración y Teoría de la red de flujo

9-1 INTRODUCCION

El cap. 8 definió la permeabilidad como la facilidad de un fluido para fluir a través de un medio poroso. Este capítulo tratará del uso del coeficiente de permeabilidad para evaluar la cantidad de flujo a través de una masa de suelo.

9-2 TEORIA DE FILTRACION EN DOS DIMENSIONES

El análisis de filtración no es un procedimiento muy exacto, su cómputo es en la mayoría de las veces tan solo una estimación. Esta situación desafortunada puede mejorarse parcialmente si consideramos un flujo establecido. El flujo establecido se obtiene cuando el suelo está saturado, hay gradiente hidráulico sin cambio, se tiene una masa de suelo y la velocidad del flujo también es constante. Consideraremos sólo el flujo en dos dimensiones (plano XY), pues gran número de problemas son o pueden ser tratados como flujo en dos dimensiones por medio de una transformación (o rotación) de ejes. Frecuentemente se supone que el suelo es homogéneo pero puede ser anisotrópico ($k_x \neq k_y$).

De acuerdo con estas reglas establecidas y refiriéndose a la fig. 9-1, para un elemento típico diferencial:

$$q_{\text{entra}} = q_{\text{sale}}$$

En las caras de entrada del elemento y paralelas a los ejes XY los gradientes hidráulicos son:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x} \qquad i_y = \frac{\partial h}{\partial y}$$

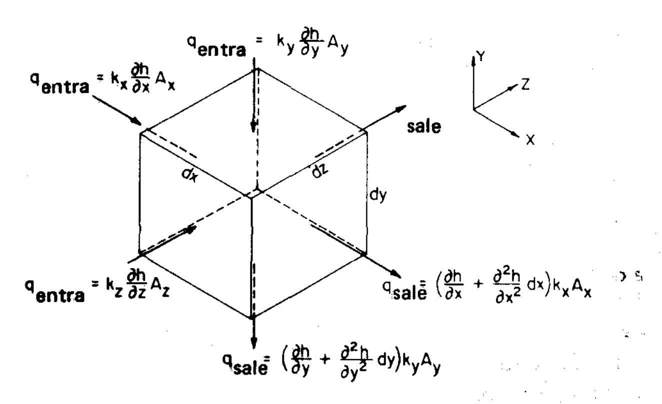


Figura 9-1 Flujo de agua a través de un elemento de suelo de dimensiones *dx, dy y dz.*

respectivamente, y en las caras de salida los gradientes hidráulicos son:

$$i_x + \frac{\partial i_x}{\partial x}\,dx = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)dx = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\,dx$$

Y para el flujo paralelo al eje Y tenemos

$$i_y + \frac{\partial i_y}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\,dy$$

Para las cantidades de flujo que entran, usando la ley de Darcy para $v = ki$ y para una tasa de flujo $q = Av$, obtenemos lo siguiente:

$$q_{x,\,\text{entra}} = dy\;dz\;k_x\;\frac{\partial h}{\partial x}$$

$$q_{y,\,\text{entra}} = dx\;dz\;k_y\;\frac{\partial h}{\partial y}$$

Las cantidades de flujo de salida son

$$q_{x,\,\text{sale}} = dy\;dz\;k_x\left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\,dx\right)$$

$$q_{y,\,\text{sale}} = dx\;dz\;k_y\left(\frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\,dy\right)$$

Igualando $q_{\text{entra}} = q_{\text{sale}}$, y cancelando los términos apropiados obtenemos la ecuación de Laplace, como sigue

$$k_x\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \qquad (9\text{-}1)$$

Esta es la ecuación de familias de curvas, que se intersectan en el plano XY. Investiguemos, si estas curvas tienen algunas propiedades especiales. La fig. 9-2 es la interpretación física de estas dos curvas. Una de esas curvas es la

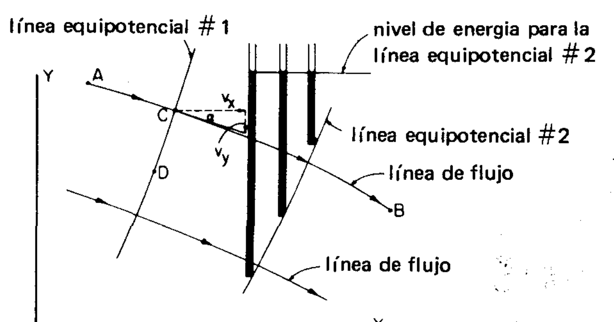


Figura 9-2 Intersección de una línea de flujo con una línea equipotencial.

trayectoria de flujo que una partícula haría desde A hasta B, y la otra curva es una línea de presión constante h (cabeza), llamada *línea equipotencial.* En el punto C la pendiente de la curva AB es α, calculada como sigue:

Los vectores de velocidad son (notando que todos los signos se van con las derivadas)

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \qquad v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

Por inspección de la figura,

$$\tan \alpha = \frac{v_y}{v_x} = \frac{k_y \, \partial h/\partial y}{k_x \, \partial h/\partial x} \tag{a}$$

Ahora a lo largo de la línea de presión constante, por ejemplo desde C hasta D, h = constante y por lo tanto la derivada $dh = 0$, pero la derivada dh es

$$k_x \frac{\partial h}{\partial x} dx + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dy = dh = 0$$

Dividiendo por dx y despejando dy/dx, obtenemos

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{k_x \, \partial h/\partial x}{k_y \, \partial h/\partial y}$$

que es el recíproco negativo de la tangente α; entonces, las familias de curvas definidas por la ecuación de Laplace se intersectan siempre en ángulo recto.

Las líneas a lo largo de las cuales se consideran los vectores de velocidad se llaman líneas de flujo. Las líneas a lo largo de las cuales la energía total o cabeza = constante se llaman equipotenciales. Nótese que a lo largo de una línea equipotencial la cabeza total es la suma de

Presión total constante h = cabeza estática (elevación) + presión dinámica + presión de velocidad (cantidad despreciable)

entonces, la cabeza estática y de presión varían de acuerdo con la ordenada Y. La presión dinámica y la diferencia entre cabezas pueden medirse en el campo con un piezómetro.

9-3 REDES DE FLUJO

La fig. 9-3 representa una capa de suelo con un acho unitario y confinada entre dos placas impermeables (o capas de suelo). El suelo se divide en secciones, dibujando una serie de líneas de flujo y líneas equipotenciales que se intersectan en ángulos rectos, tan exactos como sea posible hacerlos en el dibujo. El canal formado por dos líneas adyacentes de flujo se llama *trayectoria de flujo.* La diferencia en energía, representada por dos líneas equipotenciales adyacentes es una pérdida de cabeza definida como Δh_i y es evidente que la pérdida de cabeza total entre dos puntos, por ejemplo, entre B y C es $\sum(\Delta h)$. Las dimensiones en los segmentos de la fig. 9-3 son a y b, tal como se muestra en la figura. De acuerdo con esto, el área del elemento 1, a través del cual el agua fluye es

$$A = a(1)$$

El área total se obtiene de los 3 tubos de flujo ($n_f = 3$) como

$$A_{\text{total}} = n_f(a)$$

donde n_f = número de tubos de flujo y puede ser un entero o un decimal como 5, 7, 9, 9.2, 10.7, 4.3, etc.

La longitud L del suelo a través del cual ocurre la pérdida de presión total constante h es, de acuerdo con la fig. 9-3,

$$L = n_d(b)$$

donde n_d = número de caídas equipotenciales (espacios, no líneas) entre dos puntos de frontera, donde h se desarrolla y debe ser un entero ya que Δh = constante.

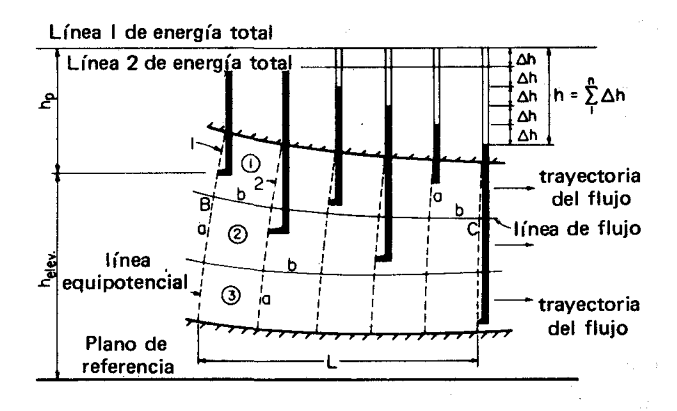


Figura 9-3 Una masa de suelo permeable subdividida en cuadrículas o una red de flujo usando líneas de flujo y líneas equipotenciales.

La cantidad de flujo por unidad de ancho puede calcularse así

$$Q = kiA = k\frac{h}{L}A = k(h)\frac{n_f}{n_d}\frac{a}{b}$$

Ahora, si se dibujan cuadrados, entonces $a = b$ para cualquier posible cuadrilátero y se obtiene

$$Q = k(h)\frac{n_f}{n_d} \tag{9-2}$$

Los cuadrados pueden dibujarse cuando el suelo es isótropo ($k_x = k_y$) tal como resulta evidente de la observación de la ecuación de Laplace [ec. (9-1)]. Por medio del método que se considerará en la sec. 9-8, los cuadrados pueden obtenerse también cuando $k_x \neq k_y$.

La ec. 9-2 puede usarse para obtener las cantidades de filtración usando una solución gráfica de la ec. 9-1. Esta es especialmente útil, pues sólo en casos muy sencillos pueden obtenerse soluciones analíticas de la ecuación de Laplace para el flujo de filtración, y, aún en esos casos, las matemáticas son extremadamente complejas. Las redes de flujo pueden ser esquematizadas rápidamente y dan respuestas con la misma precisión con que se obtuvo el coeficiente de permeabilidad. Es posible obtener redes de flujo aproximadas para casos de condiciones de frontera muy complicadas, en los cuales las soluciones analíticas serían prácticamente imposibles; estas aproximaciones darían los flujos de filtración con una exactitud comparable con la exactitud de la determinación del coeficiente de permeabilidad.

Uno de los principales problemas en la evaluación de las cantidades de flujos es que k_x rara vez es igual a k_y. Los ensayos de laboratorio no revelan a menudo esta situación y usualmente se requiere de ensayos en el campo para obtener valores confiables de estos dos parámetros.

9-4 REDES DE FLUJO PARA PRESAS DE TIERRA

El flujo a través de presas de tierra fue una de las primeras aplicaciones de la teoría de redes de flujo. Considérese una presa de tierra idealizada, tal como aparece en la fig. 9-4. La ecuación de la línea de flujo superior (la frontera superior de flujo y la línea freática) pueden obtenerse como sigue:

En un punto de coordenadas (x, y) medido desde el pie de la cara aguas abajo tal como se muestra, tenemos

$$i = \frac{dy}{ds}$$

$$v = ki = k\frac{dy}{ds}$$

$$A = y \text{ (ancho)}$$

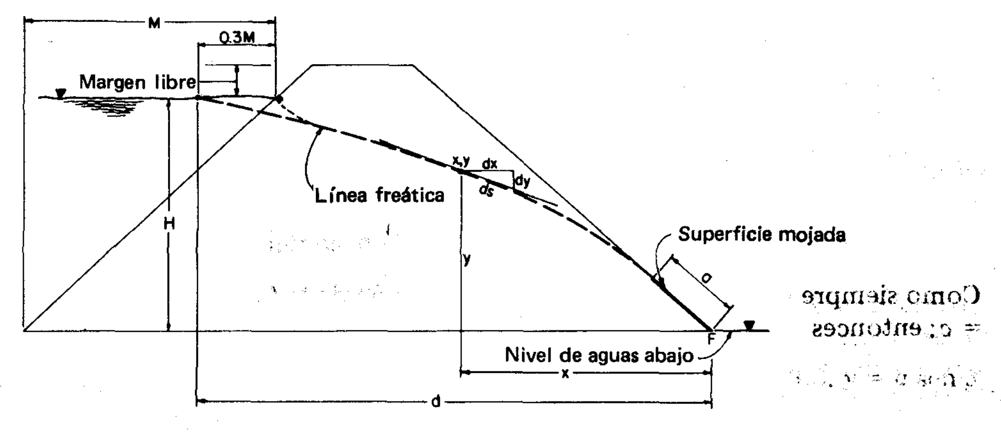


Figura 9-4 Desarrollo de la línea freática para una sección transversal de una presa supuesta. Observe que el punto *F* se toma siempre como la intersección del nivel de aguas abajo y la cara de la presa aguas abajo. En este caso ilustrado, el nivel de aguas abajo coincide con el nivel original de la superficie.

Para los casos en los cuales el ángulo β es pequeño (generalmente $\beta < 30°$) se puede reemplazar dy/ds por $i = dy/dx$. Haciendo esta sustitución y despejando para obtener el flujo se tiene

$$q = Av = k\frac{dy}{dx}(y)(1) \qquad (a)$$

Separando variables, se obtiene

$$q(dx) = k(y)\,dy$$

Esta ecuación diferencial supone que $k = k_x = k_y$ o si $k_x \neq k_y$, como se explica en la sec. 9-9 se ha utilizado una transformación lineal. Integrando esta ecuación diferencial, se obtiene

$$q(x) = k\frac{y^2}{2} + C \qquad (b)$$

En $x = d$, $y = H$ obtenemos

$$C = q(d) - k\frac{H^2}{2}$$

y sustituyendo este valor de C en la ec. (b) obtenemos

$$q(x - d) = \frac{k}{2}(y^2 - H^2) \qquad (9\text{-}3)$$

La ecuación (9-3) muestra que la ecuación de la línea freática (algunas veces llamada de saturación) es para la geometría de este problema una parábola.

Angulo de salida de la línea freática

El ángulo de salida de la línea freática puede calcularse de acuerdo con la fig. 9-5, tal como sigue:

En el punto 1 a lo largo de la cara aguas abajo,

$$\frac{\Delta h}{c} = \operatorname{sen}(\beta - \alpha) \tag{c}$$

Como siempre usamos cuadrados, por observación de la figura tenemos que $b = c$; entonces

$$\Delta h = b \operatorname{sen}(\beta - \alpha) \tag{d}$$

También de la figura se tiene

$$\frac{\Delta h}{d} = \operatorname{sen}\beta \tag{e}$$

En el punto 2 tenemos

$$\frac{c}{d} = \cos\alpha \tag{f}$$

Ahora dividiendo (e) por (f), obtenemos

$$\frac{\Delta h}{c} = \frac{\operatorname{sen}\beta}{\cos\alpha} \tag{g}$$

Finalmente, igualando las ecs. (c) y (g), se tiene

$$\operatorname{sen}(\beta - \alpha) = \frac{\operatorname{sen}\beta}{\cos\alpha} \tag{h}$$

Esta igualdad sólo puede obtenerse si $\alpha = 0$, ya que $\cos\alpha = \cos 0° = 1$ y $\operatorname{sen}(\beta - 0) = \operatorname{sen}\beta$. Con el ángulo de salida de la línea freática = 0°, la salida es paralela y coincide con la cara aguas abajo de la presa en la parte superior de la zona húmeda a, de la fig. 9-6.

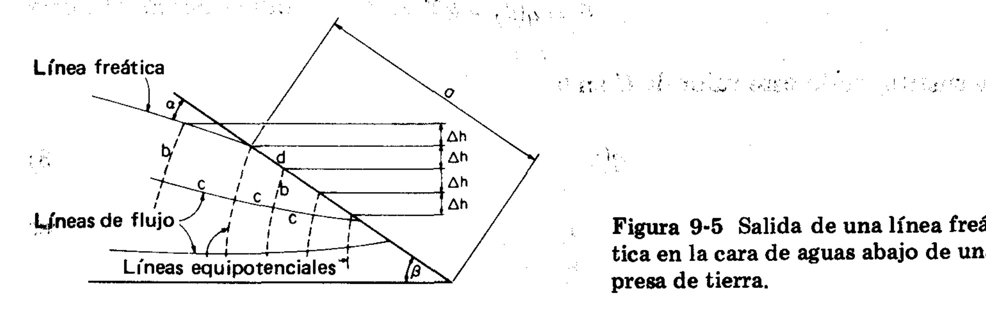


Figura 9-5 Salida de una línea freática en la cara de aguas abajo de una presa de tierra.

9-5 DIBUJO DE LA LINEA FREATICA

La superficie humedecida *a*, de la cara aguas abajo de la presa de la fig. 9-6 puede calcularse de acuerdo con lo siguiente:

Reordenando la ec. (9-3) se obtiene

$$q = \frac{k}{2}\frac{y^2 - H^2}{x - d} \qquad (i)$$

En seguida, consideramos lo siguiente para obtener *q*:

$$i = \frac{dy}{ds} \cong \frac{dy}{dx} \quad \text{para ángulos } \beta \text{ pequeños}$$

pero $\tan \beta = dy/dx$ a la salida de la línea freática. De la fig. 9-6, $y = a \operatorname{sen} \beta$, y como el flujo $q = Av$, tenemos

$$q = kiA = k(\tan \beta)(a \operatorname{sen} \beta)$$

o, reordenando

$$q = k(a) \operatorname{sen} \beta \tan \beta \qquad (9\text{-}4)$$

Ahora, si igualamos las ecs. (9-4) e (*i*) y de nuevo substituimos $y = a \operatorname{sen} \beta$ y $x = a \cos \beta$, obtenemos

$$a = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\operatorname{sen}^2 \beta}} \quad \text{para } \beta \leq 30° \qquad (9\text{-}5)$$

donde todos los términos están identificados con la fig. 9-4. Esta ecuación permite un cálculo directo para la distancia húmeda *a*, para una solución gráfica o para una solución analítica usando la ec. (9-4), con las limitaciones indicadas.

9-6 CALCULO DIRECTO DE LA CANTIDAD DE FILTRACION

La ec. (9-4) puede ser usada directamente para calcular la cantidad de filtración y se recomienda generalmente para obtener una solución rápida cuando

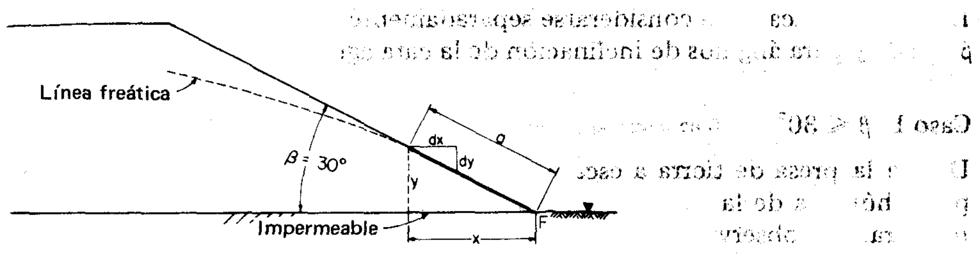


Figura 9-6 Cálculo de la distancia mojada *a* sobre la cara de aguas abajo y cómputo directo del caudal para ángulos pequeños *β*.

$\beta \leqslant 30°$. Cuando $\beta > 30°$ el uso de la ec. (9-4) puede dar también resultados satisfactorios de la cantidad de filtración en muchos casos.

Ejemplo 9-1 Calcular la cantidad de flujo estimada para la presa ilustrada en el ejemplo 9-2 (fig. E9-2*a*).

SOLUCION Obtener dimensiones y datos de la fig. E9-2*a* como sigue:

$$H = 18.5 \text{ m} \qquad d = 40 + 13.8 + 46(0.3) = 67.6 \text{ m}$$

$$k = 4 \times 10^{-4} \text{ m/min} \qquad \beta = \tan^{-1} \tfrac{20}{40} = 26.6°$$

Paso 1 De la ec. (9-5), calcular la distancia húmeda a, de la manera siguiente

$$\begin{aligned} a &= \frac{67.6}{\cos 26.6} - \sqrt{\frac{67.6^2}{\cos^2 26.6} - \frac{18.5^2}{\operatorname{sen}^2 26.6}} \\ &= 75.6 - \sqrt{5715.7 - 1707.1} \\ &= 75.6 - \sqrt{4008.6} \\ &= 75.6 - 63.3 = 12.3 \text{ m} \end{aligned}$$

Paso 2 De la ec. (9-4)

$$\begin{aligned} q &= k(a) \operatorname{sen} \beta \tan \beta \\ &= (4 \times 10^{-4})(12.3)(\operatorname{sen} 26.6)(\tan 26.6) \\ &= 11.01 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/min/m de ancho} \end{aligned}$$

9-7 METODOS PARA OBTENER LA LINEA FREATICA PARA PRESAS DE TIERRA

La línea freática debe considerarse separadamente para los casos en los cuales $\beta < 30°$ y para ángulos de inclinación de la cara aguas abajo mayores.

Caso I $\beta \leqslant 30°$

Dibuje la presa de tierra a escala tal como aparece en la fig. 9-7. Calcule la parte húmeda de la cara aguas abajo usando la ec. (9-5) y señálela como se muestra. Las observaciones de modelos de líneas de redes de flujo han indicado que el origen aparente de la parábola se localiza a una distancia de 0.3 m aguas arriba, tal como lo muestra la figura.

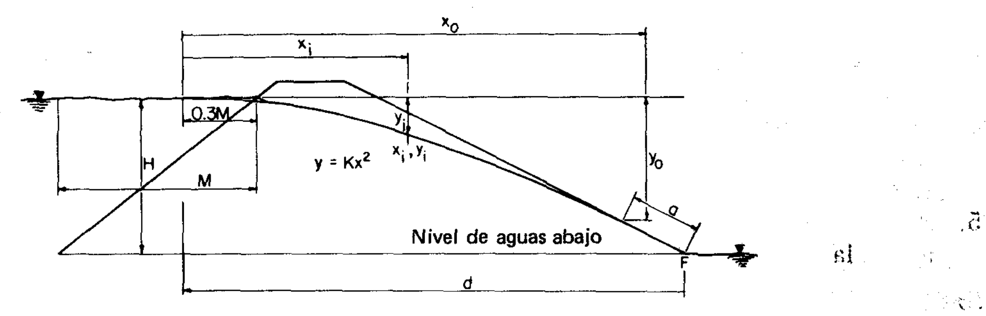


Figura 9-7 Localización de la línea freática cuando $\beta \leqslant 30°$.

Como la línea freática es una parábola, podríamos usar la forma más simple de la ecuación,

$$y = Kx^2$$

y en x_o, $y = y_o$, lo cual da $K = y_o/x_o^2$.

Mida varias distancias x_i, calcule las correspondientes coordenadas y_i, y, usando un curvígrafo, trace una curva suave a través de todos los puntos así obtenidos. Nótese que la parábola es tangente a la cara aguas abajo en la parte superior de la zona húmeda (punto A) y que debe terminar perpendicular a la cara aguas arriba de la presa en la línea de agua. Esto es necesario, pues la cara aguas arriba de la presa es una línea equipotencial y la línea freática es una línea de flujo.

La figura 9-8 ilustra un método alterno rápido para dibujar en forma aproximada la línea freática. Los pasos son los siguientes:

1. Establecer una *tangente* a la parábola en algún punto. Use la cara aguas abajo cuando $\beta \leqslant 30°$. Estrictamente hablando, OA debe ser una tangente vertical a través del punto 1 de la fig. 9-9.
2. Extender esta tangente desde el punto A hasta el punto O y trace una línea paralela al eje horizontal desde el punto B hasta la cara aguas abajo del punto O. Divida OA y OB en el mismo número de partes iguales (no más de 4 ó 5) y marque estos puntos.

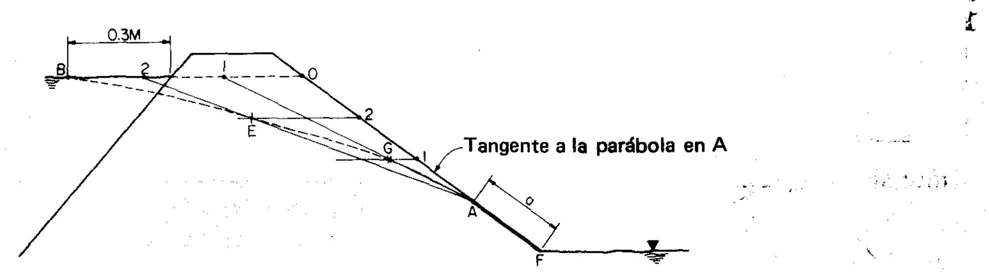


Figura 9-8 Método rápido de dibujo de una línea freática aproximada. Observe que cuatro puntos tales como B, E, G y A con la pendiente en A conocida son generalmente suficientes para dibujar una parábola.

3. En la línea OA, a través de los puntos marcados en el paso 2, dibujar o trazar suavemente líneas paralelas al eje horizontal.
4. Desde A como origen trazar suavemente rayos que vayan a intersectar los puntos marcados en la línea OB. En la intersección del correspondiente rayo con la línea horizontal del paso, marque el punto.
5. A través de los puntos obtenidos en el paso 4, dibujar la línea freática y ajuste la entrada tal como se describió previamente.

Caso II $\beta > 30°$

Puede requerirse un método alterno para establecer la línea freática cuando $\beta > 30°$. La razón para ello es que el método del Caso I sólo es válido siempre y cuando se cumpla que $dy/ds \cong dy/dx$, y se deja de cumplir la igualdad anterior alrededor de 30°. Cuánto por encima de 30° puede seguir usándose el Caso I, es un problema de criterio y de juicio del ingeniero; debe tenerse en cuenta entre otras cosas la magnitud de k y cuan exactamente ha sido determinado ese valor.

Para obtener la línea freática cuando $dy/ds \neq dy/dx$, es necesario obtener el parámetro de distancia p de una parábola medida desde el foco (ver fig. 9-9 o cualquier texto de geometría analítica). Una vez que el punto medio de la distancia p ha sido establecido, éste localiza un punto sobre la línea freática. Un arco desde F, tal como lo muestra la fig. 9-9, localiza un segundo punto de la parábola a lo largo de la perpendicular desde F al arco. Como el punto de iniciación aguas arriba es conocido; esto da suficientes puntos para poder trazar la parábola de la línea freática. En caso contrario, entonces se pueden calcular otras ordenadas desde la línea horizontal DJ por medio de la ecuación siguiente

$$y = \frac{y_0}{x_0^2}\, x^2$$

como en el Caso I.

El procedimiento para obtener la distancia p, para la parábola es el siguiente:

1. Sean

   p = mitad del parámetro de cualquier parábola

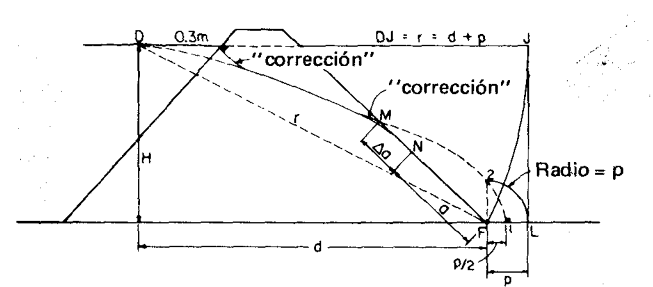


Figura 9-9 Localización del nivel freático cuando $\beta > 30°$.

p = distancia perpendicular desde F hasta el punto 2 en la parábola y también a la directriz (punto K)

F = foco de la parábola, es la intersección del nivel de aguas abajo con la cara aguas abajo de la presa

2. De las dimensiones d, H y r de la fig. 9-9 se puede calcular

$$p + d = \sqrt{H^2 + d^2} = r$$

y reordenando se tiene

$$p = \sqrt{H^2 + d^2} - d \tag{9-6}$$

3. En seguida se hacen:

M = el punto donde la parábola teórica corta la cara aguas abajo de la presa usando el valor de p calculado por la ec. (9-6)

N = el punto donde la verdadera línea de flujo corta la cara aguas abajo de la presa a una distancia Δa desde M (que debe ser encontrado)

FN = la distancia húmeda a (ha de ser encontrada también)

Se ha encontrado (Casagrande, 1937) que la relación $\Delta a/(a + \Delta a)$ (ver fig. 9-9) es un escalar especial que puede ser llamado p'. De acuerdo con el trabajo teórico citado por Casagrande, este escalar se relaciona de acuerdo con el ángulo β, tal como se da a continuación:

β	ρ'
30°	0.375
60	0.320
90	0.260
120	0.185
150	0.105
180	0.000

Pasos para calcular la cantidad de flujo cuando $\beta > 30°$:

1. Calcular usando la ec. (9-6). Nótese que d incluye la distancia de 0.3 m, tal como muestra la fig. 9-4. De manera alterna, inicialmente localizar el punto D en la cara aguas arriba y después con un compás describir un arco hasta la horizontal DJ usando DF como radio, tal como lo muestra la fig. 9-9. Trazar después la vertical JK tal como se muestra, medir p y localizar los dos puntos (1 y 2) desde F usando como distancia radial las de p y $p/2$, tal como se muestra.
2. Usando cualquier procedimiento aceptado, construir una parábola teórica desde D y pasando por M llegue al punto 1.
3. Localizar y trazar la distancia $FM = a + \Delta a$.
4. Computar Δa usando el valor de p' dados en la tabla, dependiendo del valor del ángulo β. Interpolar para valores intermedios de β.

Entonces

$$\Delta a = FM(\rho')$$

5. Trazar la distancia Δa desde el punto M y corrija la parábola, de tal forma que sea tangente a la cara aguas abajo para cualquier valor de $\beta \leqslant 90°$ y que sea vertical para todo valor de $\beta > 90°$.

Otros casos cuando $\beta > 30°$

Los casos de pendientes raras mostrados en la fig. 9-10 son tentativas para definir la línea superior de filtración de tal forma que caigan dentro de la presa (para mayor confianza) y por lo tanto la cara aguas abajo se mantenga seca, para controlar las presiones de filtración y para reducir las posibilidades de tubamiento (la sec. 9-15 considera el tubamiento con algún detalle).

9-8 CONSTRUCCIONES DE REDES DE FLUJO

La fig. 9-11 ilustra varias redes de flujo para las diversas formas geométricas de flujo indicadas. En general, la forma de una red de flujo estará determinada en la mayoría de los casos por las condiciones de frontera. Excepciones a lo anterior son los puntos singulares en donde la red de flujo será la que podrá determinar las condiciones de frontera. Los requisitos generales para las condiciones de frontera de una red de flujo son:

1. La red de flujo intersecta las líneas equipotenciales en ángulo recto, excepto en puntos singulares donde la velocidad es $0 \rightarrow \infty$, como ocurre en las esquinas o en las puntas de pantallas impermeables.
2. De la definición de q, Δh debe tener la misma magnitud para cualquier línea equipotencial.
3. La presión dinámica en la intersección de la línea freática con cualquier línea equipotencial es 0.
4. Todos los tubos de flujo deben tener continuidad, es decir, $q_{\text{entra}} = q_{\text{sale}}$.

En la construcción de redes de flujo las siguientes guías pueden ser útiles:

1. Siempre dibuje cuadrados que se intersecten en ángulos rectos tan exactos como sea posible (con excepción en los puntos circulares como en las esquinas). Cuando existan condiciones que requieren el uso de rectángulos, véase la sec. 9-9 para las modificaciones que permitan el uso de cuadrados.

2. Use tan pocos tubos de flujo como sea posible (por lo tanto las correspondientes caídas equipotenciales), de tal forma que se mantengan las condiciones de cuadratura. Generalmente son suficientes de 4 a 5 tubos de flujo, usados con una modesta escala de dibujo de tal forma que el dibujo en sí no tienda a ser más exacto de lo que los datos del suelo puedan exigir.

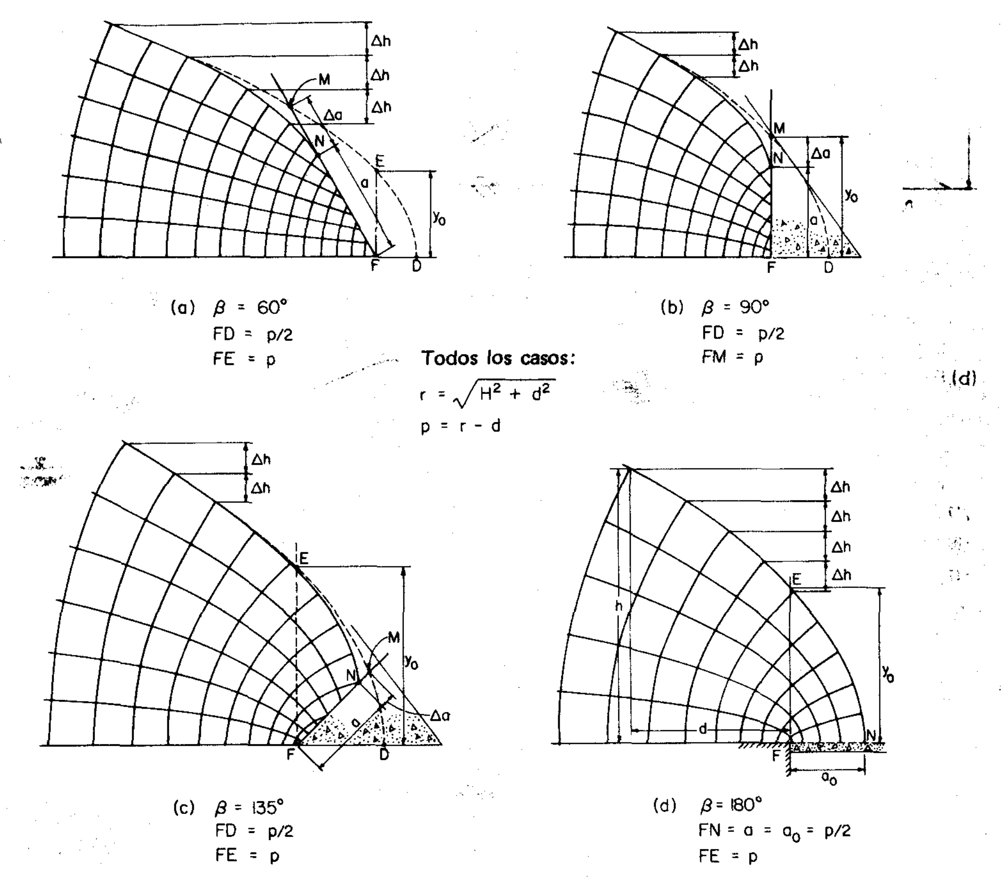


Figura 9-10 Salidas en caras de aguas abajo. En todos los casos, la salida es material granular (o roca o filtro) con $k_2 \gg k_{presa}$. (*Casagrande, 1937*.)

3. Verifique la exactitud de los cuadrados adicionando ciertas líneas seleccionadas y observando que ellas subdividan los cuadrados grandes en otros más pequeñitos.
4. Use un par de compaces para medir las dimensiones de los cuadrados, tal como se ilustra en la fig. 9-12.
5. Siempre mire la forma general de toda la red de flujo. No haga ajustes de detalles hasta estar seguro de que toda la red de flujo tiene una forma aproximadamente correcta.
6. Use las ventajas de la simetría en todos los casos posibles. La simetría geométrica da como resultado porciones de la red con cuadrados exactos; si esto es así, desarrolle primero esas áreas y después extienda la red a las zonas adyacentes.
7. Use transiciones suaves alrededor y en las entradas de las esquinas. Use transiciones graduales de pequeños a grandes cuadrados.

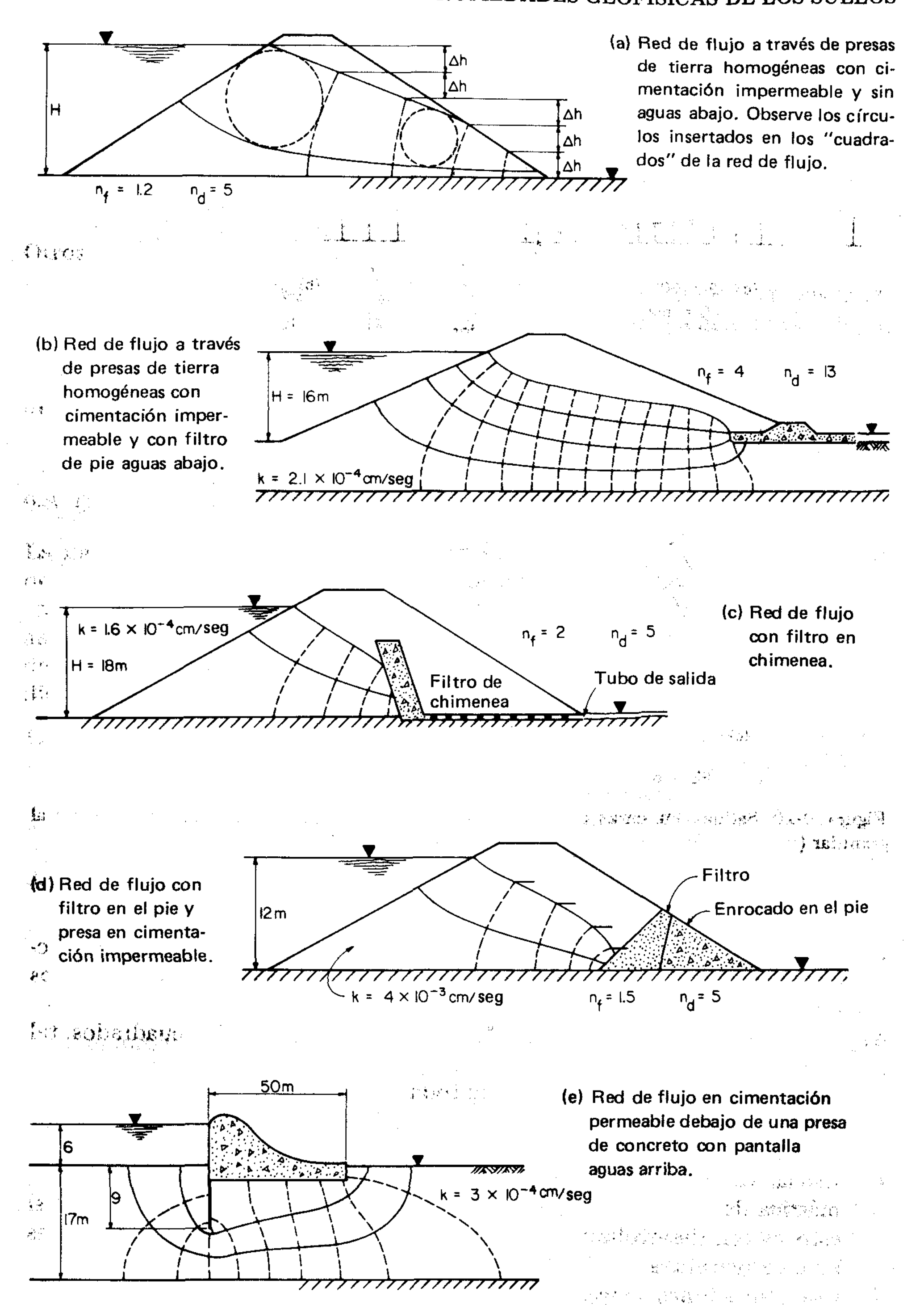


Figura 9-11 Redes de flujo típicas para las condiciones indicadas.

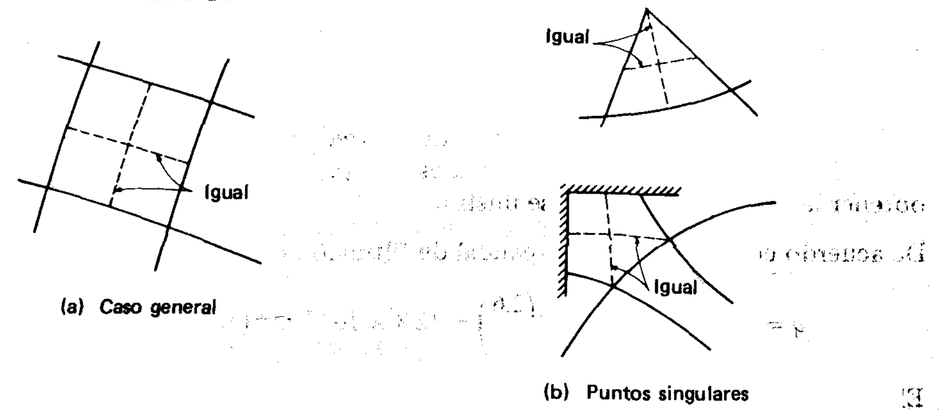


Figura 9-12 **Definición de un "cuadrado" para la construcción de redes de flujo.**

8. Una cara de descarga en contacto con el aire no es ni una línea de flujo, ni una línea equipotencial; sin embargo, esa frontera debe llenar las mismas condiciones de igual caída equipotencial donde las líneas equipotenciales las intersecten (concepto usado en la fig. 9-5).
9. Para obtener buenos resultados, una red de flujo aproximada es adecuada. *Desde el punto de vista académico, puede suceder que una red de flujo* aproximada no sea aceptable; pero el estudiante debe tener en cuenta que la relación entre n_f/n_d prácticamente no cambiará entre una red de flujo hecha con intersecciones en ángulo recto muy precisos, en comparación con una red aproximada. Recuérdese siempre que el coeficiente de permeabilidad se obtiene con una exactitud de cierto orden de magnitud (un exponente de 10), que es menor que la relación n_f/n_d

Ejemplo 9-2

DADA La sección transversal de la presa de tierra ilustrada en la fig. E9-2. La sección de presa de la fig. E9-2*b* tiene un talón de material de filtro de tal manera que la línea freática cae enteramente dentro de la presa.

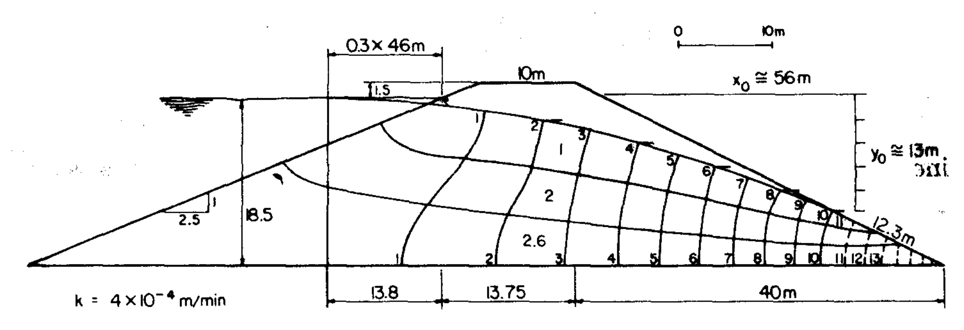


Figura E9-2*a*

SE PIDE Calcular el caudal de filtración esperado en metros cúbicos por segundo por metro de ancho.

SOLUCION Superponer las redes de flujo directamente en el perfil transversal después de haberlas dibujado a escala, para economizar palabras y obtener las redes de flujo que se ilustran.

De acuerdo con la fig. E9-2*a* el caudal de filtración es

$$q = (4 \times 10^{-4})(18.5)(1)\left(\frac{2.6}{15}\right) = 12.8 \times 10^{-4} \text{ m}^3/(\text{min} \cdot \text{m})$$

El número de caídas, 15, es el promedio para 2-6 tubos de flujo. Alternativamente, se puede calcular el flujo de cada tubo de corriente y los resultados se suman para obtener el caudal total de filtración q. Este valor es comparable con $q = 11.01 \times 10^{-4}$ m³ /(min · m) calculado directamente en el ejemplo 9-1.

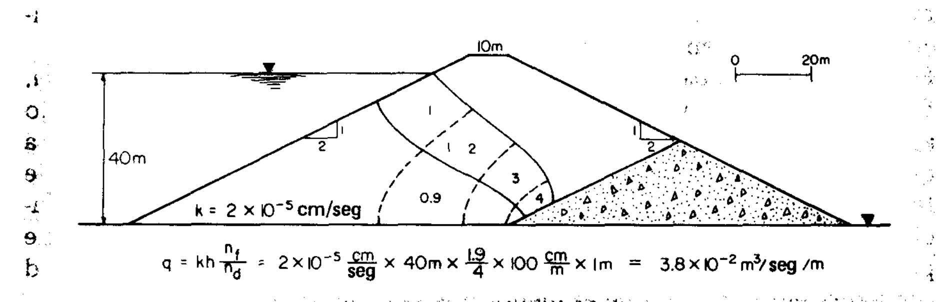


Figura E9-2*b*

9-9 LA RED DE FLUJO CUANDO $k_x \neq k_y$

Cuando el coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal (generalmente k_x) no es igual en la dirección vertical, lo que ocurre la mayoría de las veces debido al proceso de estratificación resultante de la sedimentación, la ecuación de Laplace

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

indica que pueden resultar rectángulos, cuya relación entre los lados es $\sqrt{k_x/k_y}$

Por lo tanto haciendo

$$u^2 = \frac{k_x}{k_y}$$

de donde $k_x = u^2 k_y$, y substituyendo en la ecuación de Laplace se obtiene

$$uk_y \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

que puede ser reordenada como

$$\frac{\partial^2 h}{\partial (x/u)^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \qquad (9\text{-}7)$$

En forma análoga se puede hacer

$$v^2 = \frac{k_y}{k_x}$$

De la ec. 9-7 anterior tenemos

$$\frac{x}{u} = \frac{x}{\sqrt{k_x/k_y}}$$

Pero el valor de x/u es simplemente una transformación de la distancia x, que podemos llamar x'. Una vez que se usa la distancia transformada x', la ec. 9-7 indica que el coeficiente de permeabilidad ya no es un factor. Si esto es así, se sigue que las distancias transformadas cuando $k_x \neq k_y$ la red de flujo resultante es igual que cuando $k_x = k_y$, y en esos casos siempre usamos cuadrados. El uso de cuadrados da como resultado una red fácil de verificar con un compás y fácil de dibujar, ya que los lados son iguales.

Ejemplo 9-3

DADO $k_x = 12.1 \times 10^{-3}$ cm/seg; $k_y = 3.0 \times 10^{-3}$ cm/seg.

SE PIDE Obtener una tabla de varias distancias transformadas x' para delinear una presa de tierra.

SOLUCION Sea

$$u^2 = \frac{k_x}{k_y} = \frac{12.1 \times 10^{-3}}{3 \times 10^{-3}} = 4.0$$

$$u = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} = \sqrt{4} = 2.0$$

$$x' = \frac{x}{u} = \frac{x}{2}$$

Para:

x, m	x', m	y, m
100	50	25
50	25	10
25	12.5	5

Estas distancias deben dibujarse para obtener la forma y varias partes de la presa, de tal forma que se pueda esquematizar la red de flujo usando cuadrados.

Si esta transformación no ha sido hecha, la red de flujo resultante debe ser rectangular con la dimensión $b = u(a) = 2a$. Esto sería muy difícil de verificar usando compaces, pues tendrían que ajustarse cada vez para cada rectángulo de la red.

Cálculo del caudal de filtración cuando $k_x \neq k_y$

Cuando la red de flujo ha sido completada usando las dimensiones transformadas para x, el caudal de filtración se calcula

$$q = k'(h)\frac{n_f}{n_d}$$

donde k' = coeficiente efectivo de permeabilidad, obtenidos como sigue (ver fig. 9-13)

Como las cantidades de flujo en las figs. 9-13a y 9-13b son iguales, podemos igualar las magnitudes del flujo mostradas en la figura para obtener

$$k'(h)a/b = k_x(h)\frac{a}{a\sqrt{k_x/k_y}}$$

(a) Actual

(b) Transformada

Figura 9-13 Obtención del coeficiente efectivo de permeabilidad cuando $k_x \neq k_y$

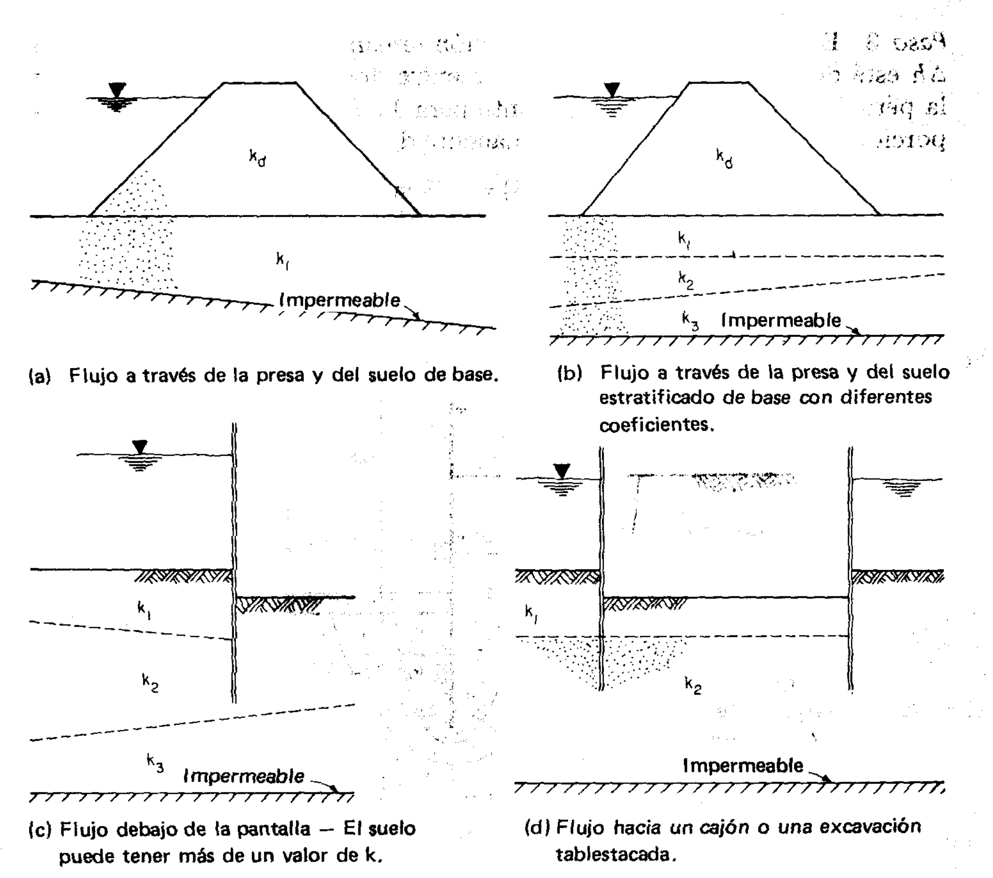
Simplificando y racionalizando el denominador, podemos obtener el equivalente del coeficiente de permeabilidad como

$$k' = \sqrt{k_x k_y} \tag{9-9}$$

9-10 REDES DE FLUJO PARA OTRAS ESTRUCTURAS

Las redes de flujo pueden dibujarse también para otros problemas de filtración diferentes a presas de tierra. La fig. 9-14 ilustra varios problemas en los cuales pueden construirse las redes de flujo y calcularse las cantidades de filtración.

En todos los casos ilustrados es necesario definir las condiciones de frontera, reconociendo que no existen cambios abruptos en los tubos de flujo y que las líneas equipotenciales y las líneas de flujo se intersectan en ángulos rectos para formar cuadrados. Puntos singulares producen intersecciones que no son ángulos rectos. Cuando $k_x \neq k_y$, es necesario usar las dimensiones transformadas para poder desarrollar una red con cuadrados.



(a) Flujo a través de la presa y del suelo de base.

(b) Flujo a través de la presa y del suelo estratificado de base con diferentes coeficientes.

(c) Flujo debajo de la pantalla — El suelo puede tener más de un valor de k.

(d) Flujo hacia un cajón o una excavación tablestacada.

Figura 9-14 Problemas de filtración variados que pueden resolverse usando una red de flujo.

Ejemplo 9-4

DADO La red de flujo mostrada para una tablestaca. Suponer que la tablestaca es impermeable (aunque es muy raro en la práctica).

SE PIDE Encontrar la presión efectiva en el punto *A* (2 m por debajo de la superficie del suelo aguas abajo) y calcular la magnitud del flujo de filtración por metro de ancho de tablestaca en un día, con base en $k = 4 \times 10^{-2}$ cm/seg.

SOLUCION

Paso 1 Dibujar a escala el sistema tablestaca suelo y delinee una red de flujo aceptable, tal como se muestra en la fig. E9-4.

Paso 2 Medir a escala desde la superficie el punto *A* que, en este caso, coincide con la penúltima línea equipotencial de aguas abajo. La superficie del suelo aguas abajo es la última línea equipotencial.

Paso 3 Encontrar la cabeza de filtración remanente en el punto *A*. Como Δh está definida como una constante entre dos líneas equipotenciales y la pérdida de presión total constante para 11 caídas es 13.5 m, por proporción la presión de filtración remanente del punto *A* es

$$\Delta h = \tfrac{1}{11}(13.5) = 1.23 \text{ m}$$

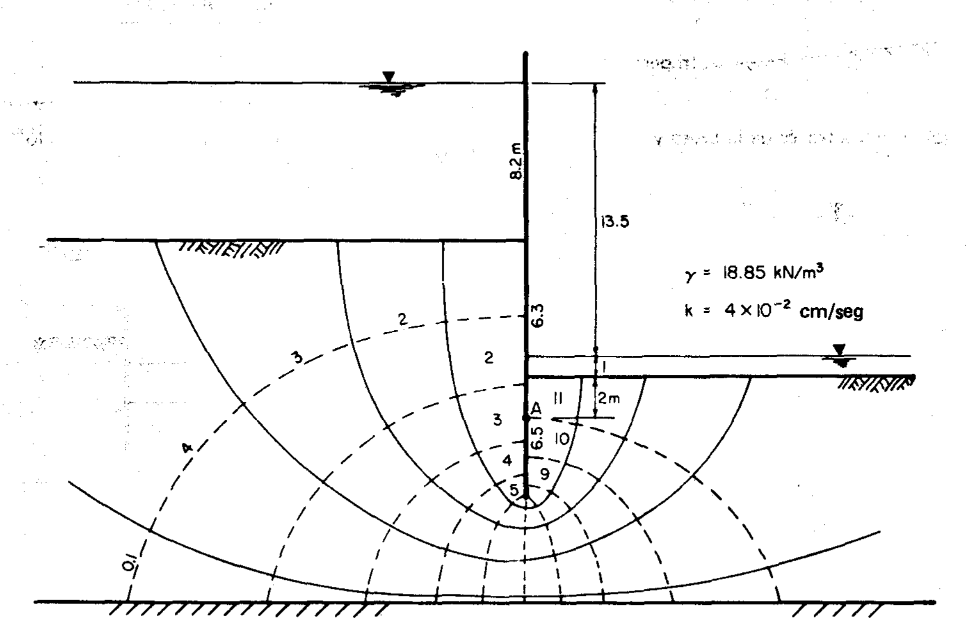


Figura E9-4

Paso 4 La cabeza equivalente de presión estática en el punto A es

$$h = 1.23 + 1.0 + 2.0 = 4.23 \text{ m}$$

La presión total vertical debido al peso de material por encima de un plano que pasa por el punto A es

$$\sigma_{\text{total}} = 1.0(9.807) + 18.85(2) = 47.51 \text{ kPa}$$

Paso 5 Calcular la presión efectiva como

$$\sigma' = \sigma_{\text{total}} - u$$

$$\sigma' = 47.51 - 4.23(9.807) = 47.51 - 41.48 = 6.03 \text{ kPa}$$

Como $\sigma' > 0$, el punto A no está en lucuefacción, pero 6.03 kPa no es un valor muy grande como para tener mucha confianza.

Paso 6 Calcular el caudal de filtración. Use la ec. 9-2 y cuente $n_f = 4.1$, $n_d = 11$; 1 día = 86 400 s y 1 m = 100 cm.
Substituyendo en la ec. (9-2),

$$Q = k(h)\frac{n_f}{n_d} \times \text{ancho} = (4 \times 10^{-2})(13.5)\frac{4.1}{11}\frac{86{,}400}{100}$$

$$= 173.9 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m de muro}$$

Ejemplo 9-5

DADO La red de flujo del ejemplo 9-4 (fig. E9-4).

SE PIDE La profundidad del agua fuera de la tablestaca. que causará inestabilidad en el punto A o condición de "licuefacción".

SOLUCION

Paso 1 Igualar la presión vertical en el punto A a 0, tal como sigue:

$$\sigma_{\text{total}} \text{ hacia abajo } = 47.51 \text{ kPa del paso 4 del ejemplo 9-4}$$

Hallando la cabeza piezométrica del agua en A que dé 47.51 kPa, tenemos $h' = 47.51/9.807 = 4.84$ m.

Como 3.0 m de agua obedecen a la altura del agua aguas abajo de la presa (1 m) y a la posición de A (2 m), se deduce que

$$\Delta h' = 4.84 - 3.0 = 1.84 \text{ m}$$

Paso 2 Convertir h = 1.84 m en el equivalente de altura de agua. Como n_f no cambia, podemos calcular h' tal que produzca 1.84 m de la siguiente forma

$$h' = 1.84\tfrac{11}{1} = 20.24 \text{ m}$$

Como existe 6.3 − 1 = 5.3 m de excavación libre, la nueva profundidad del agua es

$$20.24 - 5.3 = 14.94 \qquad \text{(contra 8.2 m previamente)}$$

Ejemplo 9-6

DADO La red de flujo del ejemplo 9-4 (ver fig. E9-4).

SE PIDE ¿Cuál es la presión efectiva en A si el nivel de agua se estabiliza en ambos lados de la tablestaca a 8.2 m, tal como se muestra en la fig. E9-6?

SOLUCION La presión total en A es

$$2(18.85) + 14.5(9.807) = 179.90 \text{ kPa}$$

$$u = (14.5 + 2)9.807 = 161.81$$

$$\text{Presión efectiva } \sigma' = 18.09 \text{ kPa}$$

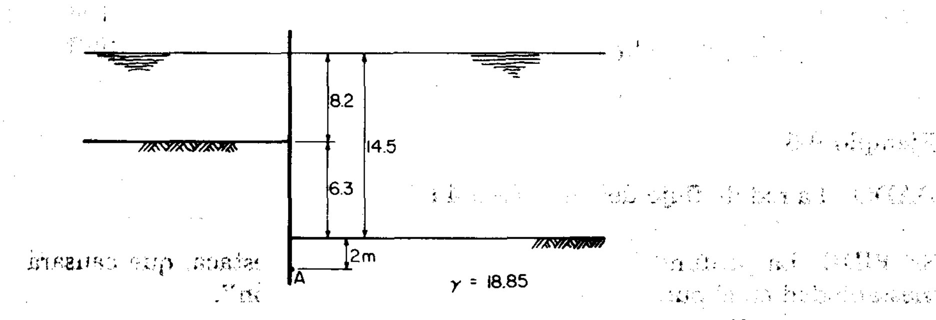


Figura E9-6

Ejemplo 9-7

DADO Los datos y la red de flujo del ejemplo 9-4.

SE PIDE ¿Qué sobrecarga W, en kilopascales, dará un factor de seguridad $F = 2.0$ en el punto A para una cabeza de agua no balanceada de 13.5 m?

SOLUCION

Cuando $F = 1$, se aplica la ec. (8-28), que da $\sum \sigma_v = 0$. Para tener esta condición, refiérase a la fig. E9-7 y obtenga lo siguiente:

$$W + 2(18.85) + 1.0(9.807) - (2 + 1.0 + 1.23)9.807 = 0$$

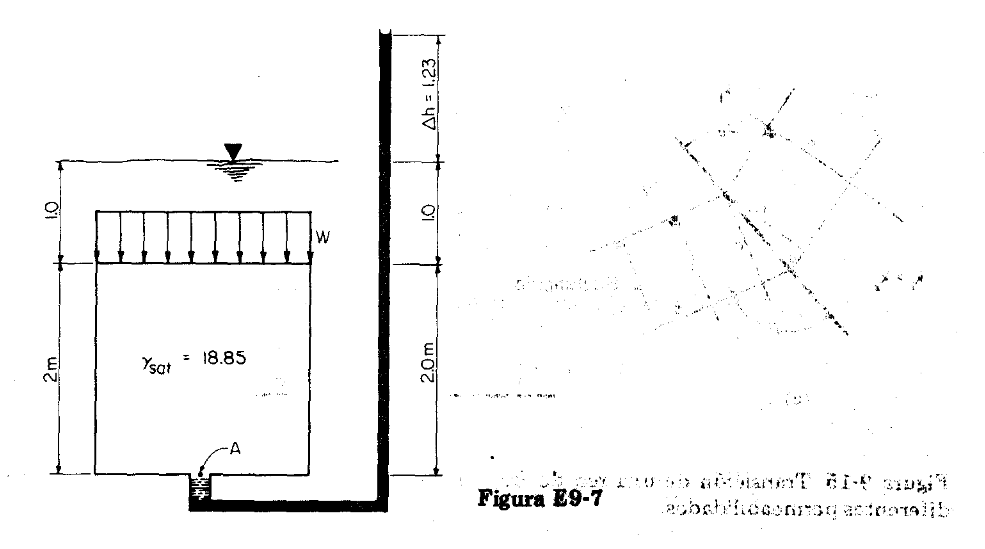


Figura E9-7

Resolviendo, tenemos

$$W = -6.02 \text{ kPa}$$

para $F = 1$, para $F = 2$ debemos tener

$$\sigma_{\textbf{total (abajo)}} = 2\sigma_{\textbf{arriba (presión de puro)}}$$

El lector debe verificar que esto es correcto y no la alternativa $2\sigma_{\textbf{total}} = \sigma_{\textbf{arriba}}$.

$$\sigma_{\textbf{total (abajo)}} = W + 2(18.85) + 1(9.807)$$

$$= W + 47.51$$

$$2\sigma_{\textbf{arriba}} = 2(4.23)9.807 = 82.97$$

Igualando,

$$W + 47.51 = 82.97$$

$$W = 35.46 \text{ kPa}$$

para $F = 2$.

9-11 CONSTRUCCION DE LA RED DE FLUJO EN LA FRONTERA ENTRE SUELOS DE DIFERENTE PERMEABILIDAD

Cuando se construye una red de flujo a través de una frontera de 2 suelos tal que $k_2 \neq k_1$, la red de flujo se detecta en la frontera debido al cambio de permeabilidad tal como se muestra cualitativamente en la fig. 9-15*a*. Nótese en esta figura que siempre tomaremos k_1 como la mayor de las permeabilidades y construiremos la red de flujo base, con cuadrados basados en este valor. La

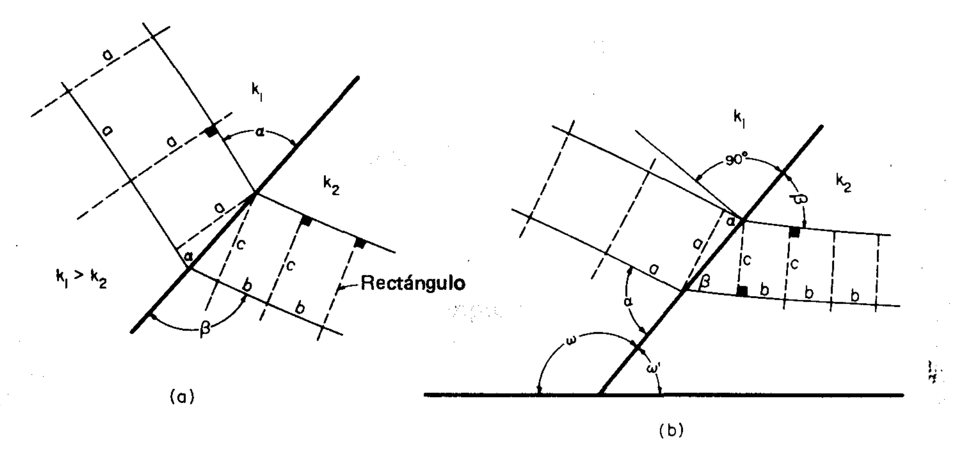


Figura 9-15 Transición de una red de flujo a través de una frontera entre dos suelos con diferentes permeabilidades.

red de flujo para k_2 será entonces rectangular. Según la fig. 9-15*a* es evidente que la cantidad de flujo será igual en cualquier lado de la frontera entre los dos suelos; por lo tanto

$$q = k_1(a)\frac{\Delta h}{a} = k_2(c)\frac{\Delta h}{b} \qquad (a)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{c}{b}$$

También son evidentes las siguientes relaciones:

$$\frac{a}{\operatorname{sen}\alpha} = \frac{c}{\operatorname{sen}\beta} \qquad (b)$$

y

$$\frac{a}{\cos\alpha} = \frac{b}{\cos\beta} \qquad (c)$$

Combinando las ecs. (*a*), (*b*) y (*c*), se obtiene.

$$\frac{a}{b} = \frac{\tan\beta}{\tan\alpha} = \frac{k_1}{k_2} \qquad (9\text{-}10)$$

Por continuidad de flujo tenemos

$$v_1 = k_1 i = k_1 \operatorname{sen}(\alpha - \omega') \qquad (d)$$

$$v_2 = k_2 i = k_2 \operatorname{sen}(\beta - \omega') \qquad (e)$$

$$q = av_1 = cv_2 \qquad (f)$$

y la distancia AB es

$$AB = \frac{a}{\text{sen}\,\alpha} = \frac{c}{\text{sen}\,\beta} \qquad (g)$$

De las ecs. (b) y (9-10) se obtiene

$$a = c\,\frac{\text{sen}\,\alpha}{\text{sen}\,\beta} \qquad \frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan\,\beta}{\tan\,\alpha}$$

Substituyendo los términos apropiados en la ec. (f), se obtiene

$$\frac{\text{sen}\,\alpha}{\text{sen}\,\beta}\,\frac{\tan\,\beta}{\tan\,\alpha}\,\text{sen}\,(\alpha - \omega') = \text{sen}\,(\beta - \omega') \qquad (h)$$

Simplificando tenemos

$$\frac{\cos\,\alpha}{\cos\,\beta} = \frac{\text{sen}\,(\beta - \omega')}{\text{sen}\,(\alpha - \omega')}$$

La única solución posible a la ecuación anterior es

$$\beta = 270 - \alpha - \omega = 90 + \omega' - \alpha \qquad (9\text{-}11)$$

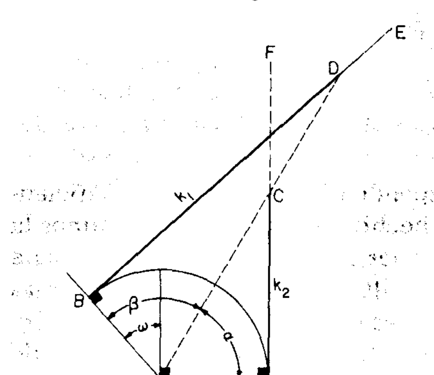
Resolviendo esta ecuación simultáneamente con la ec. 9-10, que contiene los coeficientes de permeabilidad, con el valor de ω dado por la geometría del problema, se obtienen las intersecciones α y β de las líneas de flujo. Esto puede hacerse gráficamente como en la fig. 9-16 o usando un procedimiento de tanteo tal como se ilustra en el ejemplo 9-8.

Ejemplo 9-8

DADO Las condiciones de la fig. 9-15 y los siguientes datos:

$$\omega = 120^\circ \qquad k_1 = 10 \times 10^{-3}\ \text{cm/s} \qquad k_2 = 2.5 \times 10^{-3}\ \text{cm/s}$$

SE PIDE ¿Cuáles son los ángulos de incidencia α y de refracción β para los tubos de flujo en la interfase del sistema de dos suelos?



Pasos:
1. Localice el ángulo AOB como $90^\circ + \omega'$.
2. Dibuje las líneas de BE y AF como se indica.
3. Establezca la línea de tanteo OD tal que AC:BD como k_1:k_2.
4. Cuando BD y AC se hallen, mida los ángulos β y α formados por OD como se indica.

Figura 9-16 Procedimiento gráfico para obtener α y β de la ec. (9-11).

SOLUCION $\beta = 270° - \alpha - \omega$

$= 150° - \alpha$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} = \frac{10}{2.5} = 4.0$$

de donde

$$\tan (150° - \alpha) = 4 \tan \alpha$$

Nótese que para $150 - \alpha > 90°$ la función tangente es (—). Es conveniente construir una tabla de valores como la siguiente:

α	$\tan (150 - \alpha)$	$4 \tan \alpha$
65	11.43	8.58
70	5.67	10.98 **(por lo tanto la solución está entre 65 y 70)**
66.5	8.77	9.19
66.25	9.13	9.09 **(suficiente aproximación)**

Los ángulos finales $\alpha = 66.25°$; $\beta = 83.75°$. (El estudiante debe verificar estos datos con la fig. 9-16.)

La figura 9-17 muestra dos casos de redes de flujo en donde la masa de suelo tiene diferentes coeficientes de permeabilidad. La fig. 9-17*a* sería aplicable a una presa de enrocado con un corazón impermeable de arcilla y un espaldón de grava o de roca. El mayor coeficiente de permeabilidad del espaldón significa prácticamente que la cabeza se pierde a través del corazón impermeable y que la red de flujo debe construirse tal como se muestra. La fig. 9-17*b* muestra una situación en donde se ha construido una presa de tierra sobre un suelo de cimentación con un coeficiente de permeabilidad de 0.1 del material de la presa. En la bibliografía pertinente el lector interesado puede encontrar otros casos (Sherard et al., 1963; Cedergren, 1948).

9-12 CONTROL DE LA FILTRACION

Es evidente que la cantidad de filtración depende directamente del coeficiente de permeabilidad; no tan evidente es el hecho de que si incrementamos la longitud de los tubos de flujo se pueden obtener reducciones significativas de la cantidad de flujo. La efectividad en este último método depende de las medidas usadas para incrementar las longitudes de los tubos de flujo. Entre los métodos que han sido usados se incluye el uso de corazones de arcilla, de inyecciones y de pantallas impermeables. La fig. 9-18 ilustra varios de estos casos.

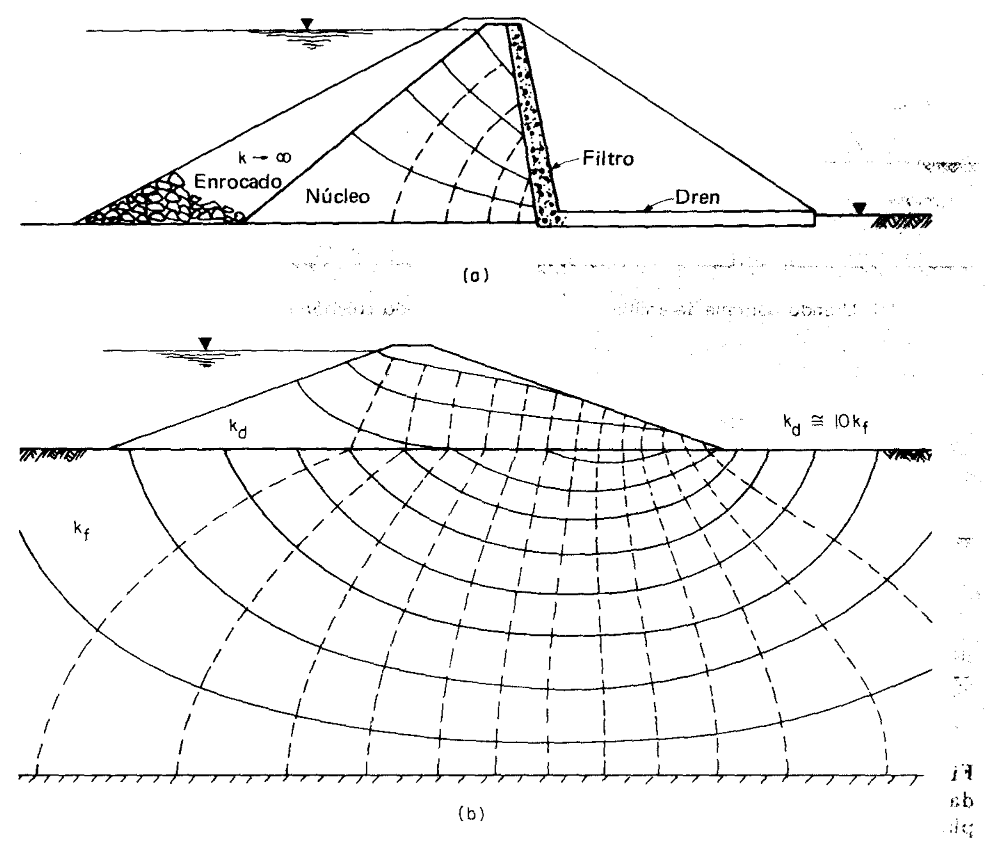


Figura 9-17 Redes de flujo resultantes cuando los suelos adyacentes tienen diferentes coeficientes de permeabilidad.

Cuando la tablestaca metálica es usada como pantalla impermeable para aumentar la longitud de filtración; su efecto real puede sobreestimarse, si la trabazón entre ellas no es continua o si las tablestacas se curvan demasiado de tal forma que la pared sea permeable. La localización de las pantallas impermeables debe investigarse colocando la pantalla en varias localizaciones posibles, dibujando la red de flujo y calculando la cantidad de filtración. La localización que dé la menor cantidad de filtración será la más eficiente colocación para la tablestaca.

9-13 DESCENSO RAPIDO Y FUERZAS DE FILTRACION

La fig. 9-19 ilustra una condición en donde ha ocurrido un descenso rápido detrás de una presa o de un almacenamiento de agua. Nótese que la pérdida del efecto de estabilidad del agua en la cara aguas arriba de la presa puede crear

Núcleo de arcilla
Presa
Pantalla de arcilla

(a) Usando pantalla de arcilla

Núcleo de arcilla
Presa
Colchón aguas arriba

(b) Usando colchón de arcilla aguas arriba.

Tablestaca aguas arriba

(c) Usando tablestaca

Se puede cementar esta área de la fundación para reducir k
Tablestaca aguas abajo

(d) Usando tablestaca

Figura 9-18 Varios métodos para controlar flujos. Observe que la cementación de la fundación puede usarse con (*b*) y (*d*). La cementación de la fundación puede usarse en reemplazo de las tablestacas indicadas en (*c*) y (d).

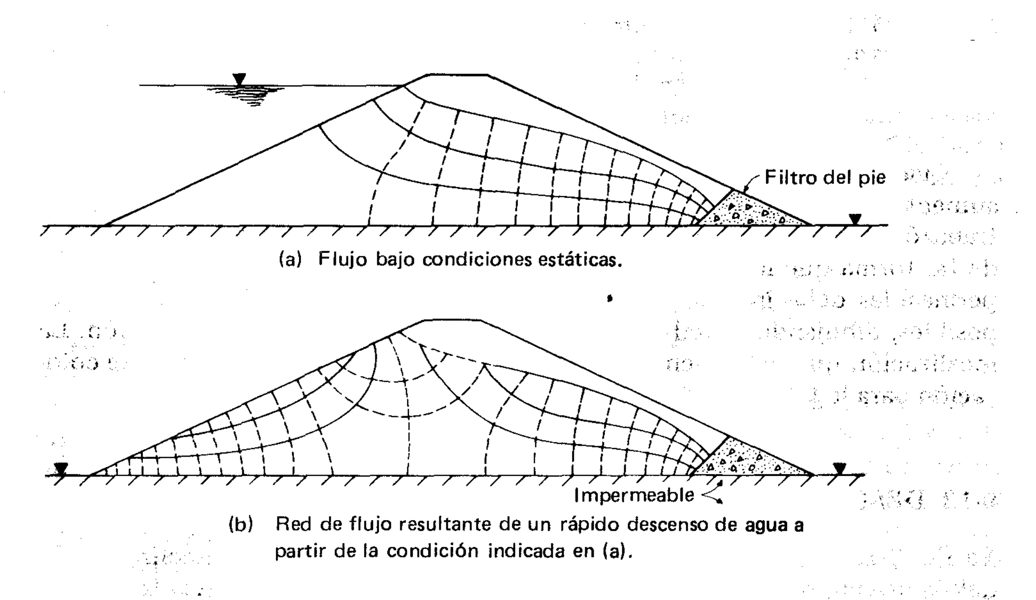


Figura 9-19 Red de flujo resultante de un rápido descenso de agua.

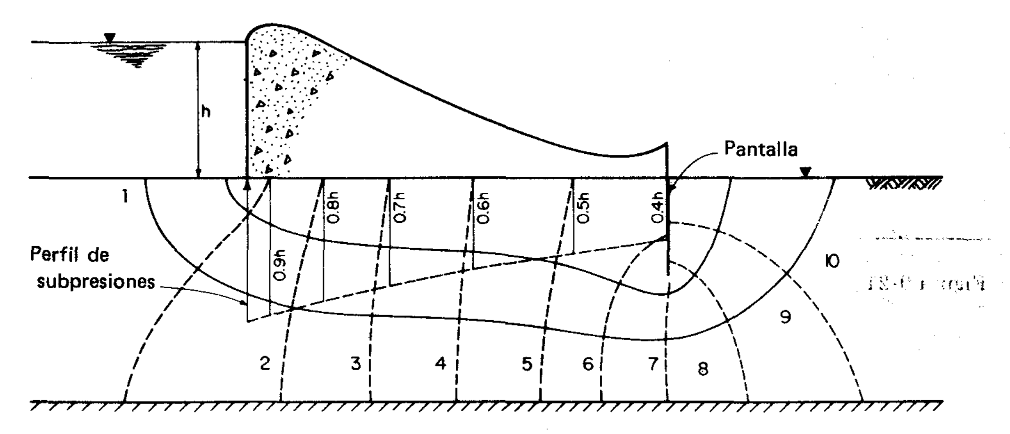


Figura 9-20 Red de flujo usada para obtener fuerzas de subpresión debajo de una presa de concreto con tablestacado al final de la presa aguas abajo.

una condición temporal de licuefacción. Para efectos de la estabilidad, las fuerzas de filtración se analizan tal como se hizo en la sec. 8-8.

La fig. 9-20 ilustra el concepto de fuerzas de filtración usado para calcular la fuerza de filtración que actúa hacia arriba en una presa de concreto, usando las presiones obtenidas de las líneas equipotenciales de una red de flujo.

9-14 TUBAMIENTO Y CONTROL DE TUBAMIENTO

Los granos de suelo pueden ser separados y erosionados cuando el gradiente hidráulico en la cara de salida de una masa filtrante es lo suficientemente grande como para sobrepasar las fuerzas de atracción o cementantes entre partículas. Este es un fenómeno progresivo en el cual las partículas más pequeñas se erosionan primero. A medida que decrece la resistencia al flujo se realiza la erosión de las partículas más pequeñas, con el correspondiente aumento del gradiente hidráulico. Con el aumento del gradiente hidráulico, las partículas más grandes pueden erosionarse y el proceso se acelera, tendiendo a la formación de canales o "tubos" subterráneos que se van moviendo o alargando hacia la cara aguas arriba de la presa, tal como aparece en la fig. 9-21. El flujo aumenta enormemente a través de la presa cuando los tubos salen al otro lado de la cara aguas arriba, aumentando rápidamente su diámetro, lo que puede originar la falla de la presa. La falla por lo general ocurre como colapso del techo de los tubos, cuyo suelo después es erosionado fácilmente debido a la gran velocidad del agua filtrante. Este modo de falla puede ocultar el hecho de que el tubamiento fue la causa real del desastre.

El tubamiento es un fenómeno *progresivo*; el control de un sitio para observar el flujo excesivo, detectará este fenómeno a tiempo de modo que se puedan tomar las medidas preventivas del caso. El tubamiento puede ocurrir después de un lapso considerable de haber construido la estructura de reten-

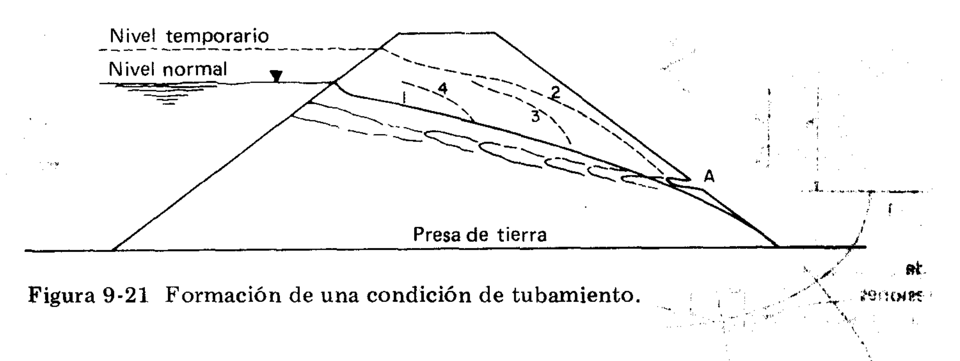


Figura 9-21 Formación de una condición de tubamiento.

ción, si ocurren ciertos hechos que aumentan el gradiente de salida en una magnitud tal que pueda causar erosión del suelo en un punto dado. Puede suceder, por ejemplo, por

1. Cavidades hacia la cara aguas arriba de la presa formada por raíces descompuestas.
2. Madrigueras de animales (de almizclera, geomís y lombrices).
3. Excavaciones aguas abajo de la presa, bien sean a piques o simplemente raspaduras de la parte superficial de la presa hasta una profundidad crítica.

El tubamiento ocurre a menudo durante inundaciones en la cara opuesta al río de los diques protectores. Aquí la dirección del flujo es inicialmente vertical, pero a medida que aumenta el nivel de inundación, la línea de gradiente hidráulico y el agua del suelo permeable de la cimentación tratan de buscar el nivel piezométrico. Los huecos de las raíces y las madrigueras de los animales etc, pueden proporcionar caminos de flujo de menor resistencia y el agua filtra a través de ellos inicialmente en forma lenta, llevándose las partículas finas de arena, limo y arcilla, y luego, más rápidamente hasta que "bulle". Estos tubos locales pueden ser detenidos en su estado incipiente colocando anillos de sacos de arena alrededor de los tubos que bullen y hasta tanto del otro lado del dique el agua suba lo suficiente como para igualar el gradiente hidráulico. Los tubos que bullen sin que se les apliquen medidas correctivas pueden dar como resultado el colapso del dique debido a tubos subterráneos y después quedar inundados. La fig. 1-2*b* ilustra un caso en donde se utilizó en vano una tablestaca metálica para tratar de detener el tubamiento. La falla de la presa de Teton (fig. 1-2*d*), fue causada probablemente por tubamiento en las discontinuidades entre la presa y el estribo de la roca, el cual fue aparentemente mal inyectado.

El tubamiento puede ser controlado o eliminado en presas de tierra mediante el uso de filtros o filtros graduados en la cara de salida. Los filtros deben ser graduados para asegurar que el suelo protegido no pueda ser lavado a través del material del filtro (ver fig. 9-22).

Experimentos, apoyados por ensayos hechos por Bertram (1940), indican que si se cumple el siguiente criterio en los filtros, el tubamiento será controlado de manera adecuada:

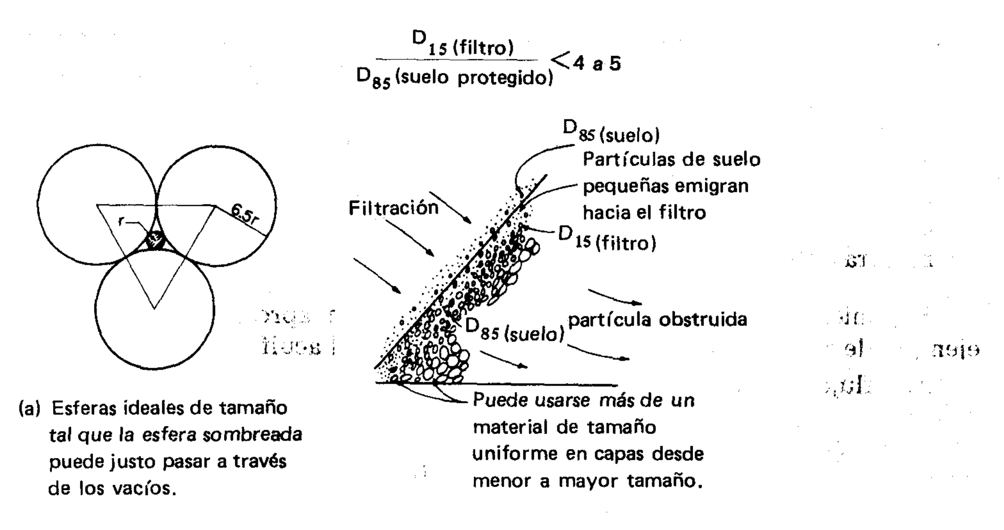


Figura 9-22 Concepto del suelo-filtro. (*a*) Diámetros relativos de esferas ideales tales que una partícula pueda justo pasar a través de las esferas-filtro. (*b*) Frontera entre la cara de salida y el filtro.

Este criterio dice que la *razón de tubamiento* entre el D_{15} del suelo del filtro y el D_{85} del suelo que debe protegerse no debe ser mayor de 4 a 5. Un criterio adicional es:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo protegido})} > 4 \text{ a } 5$$

Este criterio establece que el D_{15} del suelo del filtro debe ser más de 4 a 5 veces el D_{15} del suelo que va a protegerse. El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos recomienda también que la relación entre los D_{50} entre filtro y suelo protegido debe ser:

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelo protegido})} \leq 25$$

De acuerdo con una declaración anterior relacionada con las fuerzas interparticulares y cementantes, se sigue que el suelo por proteger debe ser cohesivo.

9-15 REDES DE FLUJO PLANAS O RADIALES

Es posible usar redes de flujo planas para estimar la magnitud de la filtración en casos como excavaciones o caissons. La fig. 9-23 ilustra una red de flujo plana. Nótese que se necesita una sección en planta, y por lo menos, una parte del perfil para interpretar la geometría y calcular la magnitud de la filtración. Las redes de flujo plana difieren de las que previamente se han considerado o de las redes de flujo en perfil en que:

1. Los segmentos no son cuadrados pero tienden a mantener constante la relación $rb/l =$ constante (refiérase a la fig. 9-23 en planta y en perfil).
2. Los segmentos convergen tanto en planta como en perfil al perímetro de salida.
3, Si la excavación no penetra completamente en el acuifero, la línea equipotencial del perímetro no señala correctamente las condiciones de filtración; hay filtración vertical hacia el área de la excavación, que de alguna manera debe tenerse en cuenta.

Suponiendo que las condiciones se satisfacen aproximadamente (por ejemplo de 80 a 100 por ciento de penetración en el acuifero), entonces:

Para flujo *artesiano*, se tiene

$$Q = k(H - h_e)D\frac{n_f}{n_d} \tag{9-12}$$

Para flujo *por gravedad*, se tiene

$$Q = \frac{k}{2}(H^2 - h_e^2)\frac{n_f}{n_d} \tag{9-13}$$

en donde los términos se definen en la fig. 9-23 excepto para n_f y n_d, los cuales son el número de tubos de filtración y las caídas equipotenciales respectivamente, tal como se usaron antes.

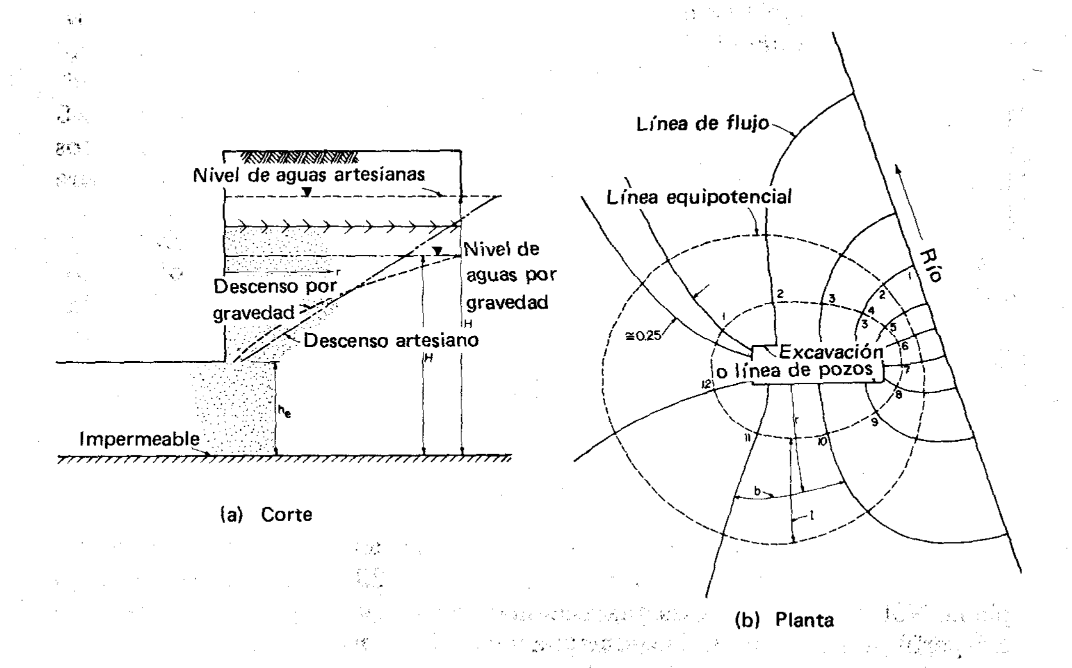


Figura 9-23 Geometría de la red de flujo radial o en planta.

Ejemplo 9-9 DADO Las condiciones mostradas en la fig. E9-9 y

$$H = 25.9 \text{ m} \qquad n_f = 8$$

$$h_e = 13.7 \text{ m}$$

$$k = 0.1 \text{ cm/s} \qquad n_d = 2$$

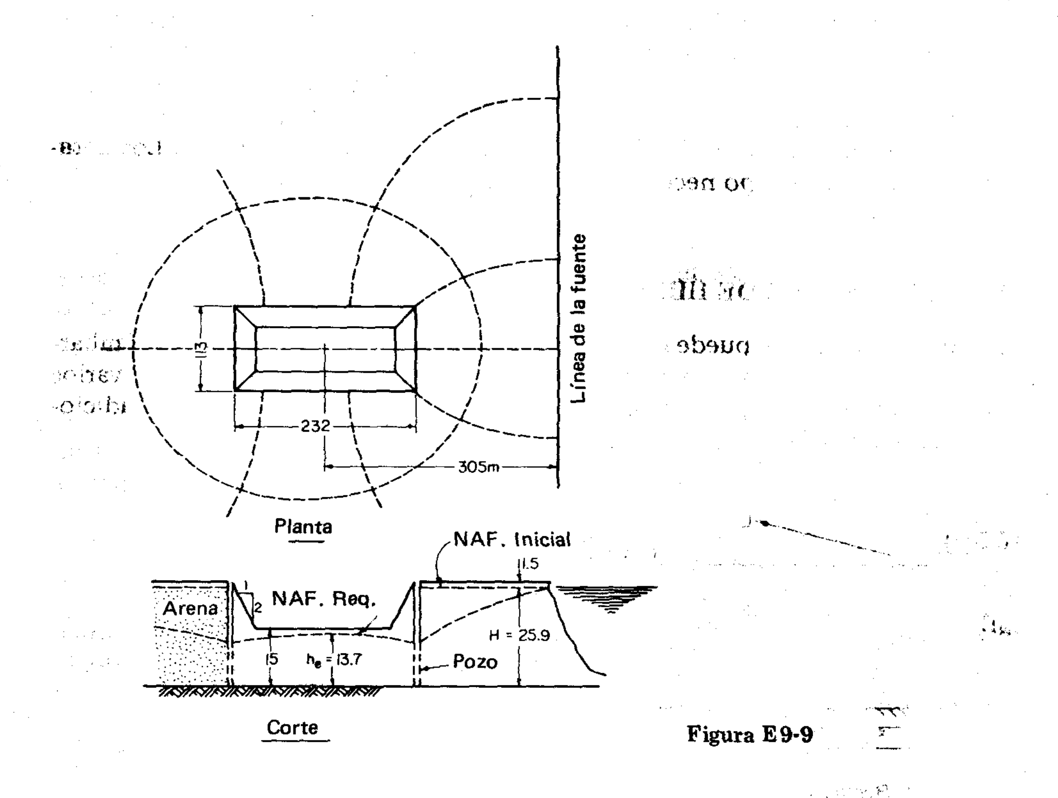


Figura E9-9

SE PIDE Calcular la cantidad de flujo por metro de perímetro de excavación.

SOLUCION De acuerdo con el perfil transversal, suponer que se produce flujo por gravedad. Substituyendo en la ec. 9-13, se tiene:

$$Q = \frac{0.001}{2}(25.9^2 - 13.7^2)\frac{8}{2}$$

$$= 0.0005(483.12)(4)$$

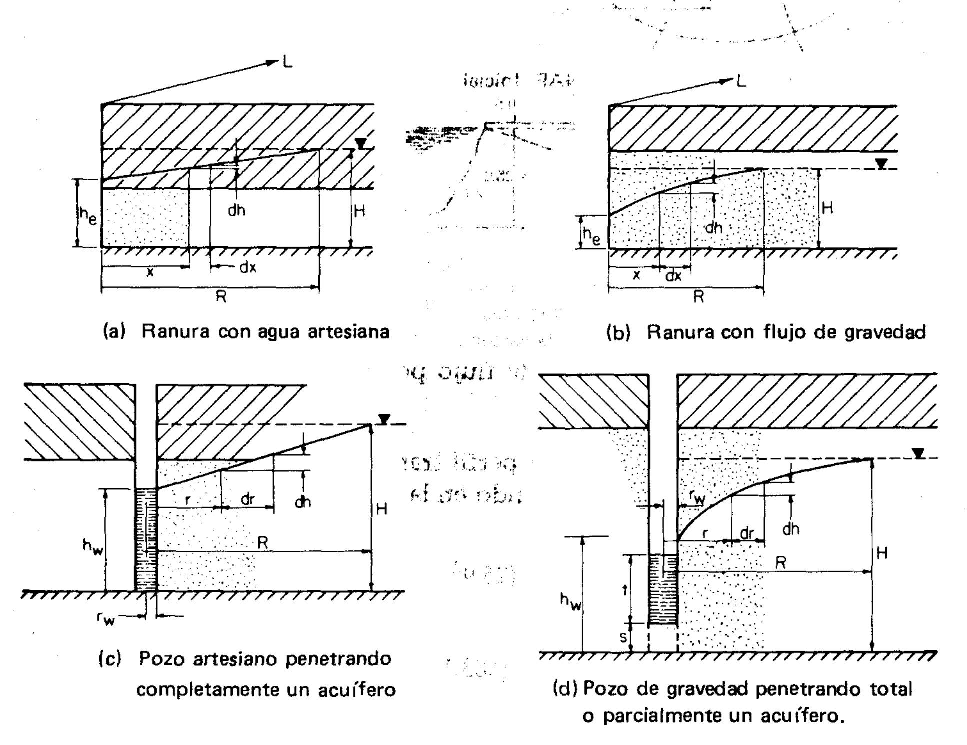
$$= 0.97 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

9-16 OTROS METODOS PARA OBTENER REDES DE FLUJO

Existen otros métodos para obtener redes de flujo, que incluyen la construcción de modelos de arena con inyección de anilinas en puntos seleccionados a fin de poder rastrear los tubos de flujo. Pero el método más popular y más rápido es el uso de analogías eléctricas. Este método requiere el uso de una fuente de voltaje eléctrico controlado, de pintura de plata o cualquier otro material altamente conductor de la electricidad, para que sirvan como electrodos, y un probador. Utilizando algún material conductor de la electricidad, se recorta y delinea la forma de la masa de suelo filtrante, y se colocan los electrodos en lugares adecuados, simulando la diferencia de cabeza del agua. El probador se usa para encontrar los puntos que tengan la misma pérdida de voltaje, los cuales por definición formarán una línea equipotencial. Los detalles exactos y el equipo necesario son explicados en Bowles (1978).

9-17 ELEMENTOS DE HIDRAULICA DE POZOS

El flujo hacia pozos puede estudiarse por medio de redes de flujo; sin embargo, es más conveniente calcular directamente esa cantidad. Existen varios casos como los ilustrados en la fig. 9-24 que se analizarán con detalles adicionales para tener la ecuación de flujo.



(a) Ranura con agua artesiana

(b) Ranura con flujo de gravedad

(c) Pozo artesiano penetrando completamente un acuífero

(d) Pozo de gravedad penetrando total o parcialmente un acuífero.

Figura 9-24 Varios casos de flujos en **pozos**

Para el pozo de forma de zanja (fig. 9-24*a*) bajo condiciones artesianas con flujo de un solo lado (aproximadamente el doble para aquéllos con flujo por ambos lados), será:

$$Q = kDL\,\frac{dh}{dx}$$

Separando variables e integrando, obtenemos

$$h = \frac{Qx}{kDL} + C$$

Los límites son $h = H$ en $x = R$; $h = h_e$ en $x = 0$ (en la cara de la zanja). Esto da

$$Q = \frac{kDL}{R}(H - h_e) \tag{9-14}$$

Para la zanja bajo flujo por *gravedad* y con flujo de un solo lado (ver fig. 9-24*b*), se tiene

$$Q = khL\,\frac{dh}{dx}$$

Integrando e insertando los límites de $h = H$ en $x = R$ y $h = h_e$ en la cara de la zanja, se obtiene

$$Q = \frac{khL}{2R}(H^2 - h_e^2) \tag{9-15}$$

Para un *pozo artesiano* que penetra completamente en el acuifero (ver fig. 9-24*c*, para identificación de los términos), tenemos

$$Q = kiA \qquad \text{y} \qquad i = \frac{dh}{dr} \qquad A = 2\pi rD$$

Substituyendo,

$$Q = k(2\pi rD)\,\frac{dh}{dr}$$

e integrando, e insertando los límites para $h = H$ en $r = R$ y $h = h_w$ en $r = r_w$, se obtiene

$$Q = \frac{2\pi kD(H - h_w)}{\ln (R/r_w)} \tag{9-16}$$

Para un *pozo de gravedad que penetra completamente,*

$$i = \frac{dh}{dr} \qquad \text{y} \qquad A = 2\pi rh$$

Ejemplo 9-9 DADO Las condiciones mostradas en la fig. E9-9 y

$H = 25.9$ m $\qquad n_f = 8$

$h_e = 13.7$ m

$k = 0.1$ cm/s $\qquad n_d = 2$

Línea de la fuente

113

232

305m

Planta

NAF. Inicial

1.5

Arena

NAF. Req.

H = 25.9

15

h_e = 13.7

Pozo

Corte

Figura E9-9

SE PIDE Calcular la cantidad de flujo por metro de perímetro de excavación.

SOLUCION De acuerdo con el perfil transversal, suponer que se produce flujo por gravedad. Substituyendo en la ec. 9-13, se tiene:

$$Q = \frac{0.001}{2}(25.9^2 - 13.7^2)\frac{8}{2}$$

$$= 0.0005(483.12)(4)$$

$$= 0.97 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

9-16 OTROS METODOS PARA OBTENER REDES DE FLUJO

Existen otros métodos para obtener redes de flujo, que incluyen la construcción de modelos de arena con inyección de anilinas en puntos seleccionados a fin de poder rastrear los tubos de flujo. Pero el método más popular y más rápido es el uso de analogías eléctricas. Este método requiere el uso de una fuente de voltaje eléctrico controlado, de pintura de plata o cualquier otro material altamente conductor de la electricidad, para que sirvan como electrodos, y un probador. Utilizando algún material conductor de la electricidad, se recorta y delinea la forma de la masa de suelo filtrante, y se colocan los electrodos en lugares adecuados, simulando la diferencia de cabeza del agua. El probador se usa para encontrar los puntos que tengan la misma pérdida de voltaje, los cuales por definición formarán una línea equipotencial. Los detalles exactos y el equipo necesario son explicados en Bowles (1978).

9-17 ELEMENTOS DE HIDRAULICA DE POZOS

El flujo hacia pozos puede estudiarse por medio de redes de flujo; sin embargo, es más conveniente calcular directamente esa cantidad. Existen varios casos como los ilustrados en la fig. 9-24 que se analizarán con detalles adicionales para tener la ecuación de flujo.

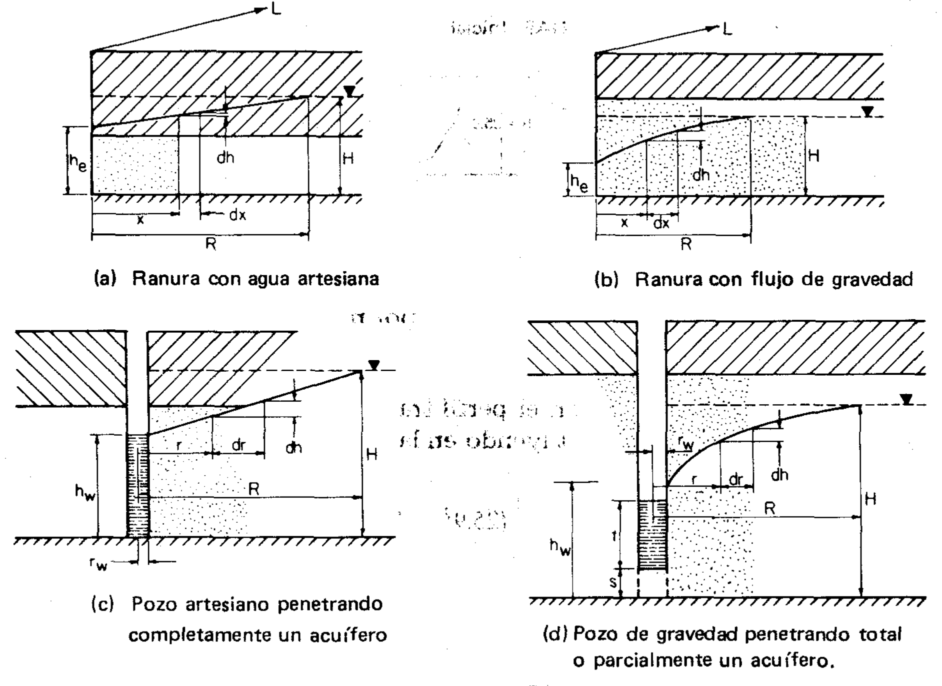


Figura 9-24 Varios casos de flujos en pozos

Para el pozo de forma de zanja (fig. 9-24*a*) bajo condiciones artesianas con flujo de un solo lado (aproximadamente el doble para aquéllos con flujo por ambos lados), será:

$$Q = kDL \frac{dh}{dx}$$

Separando variables e integrando, obtenemos

$$h = \frac{Qx}{kDL} + C$$

Los límites son $h = H$ en $x = R$; $h = h_e$ en $x = 0$ (en la cara de la zanja). Esto da

$$Q = \frac{kDL}{R}(H - h_e) \tag{9-14}$$

Para la zanja bajo flujo por *gravedad* y con flujo de un solo lado (ver fig. 9-24*b*), se tiene

$$Q = khL \frac{dh}{dx}$$

Integrando e insertando los límites de $h = H$ en $x = R$ y $h = h_e$ en la cara de la zanja, se obtiene

$$Q = \frac{khL}{2R}(H^2 - h_e^2) \tag{9-15}$$

Para un *pozo artesiano* que penetra completamente en el acuifero (ver fig. 9-24*c*, para identificación de los términos), tenemos

$$Q = kiA \qquad \text{y} \qquad i = \frac{dh}{dr} \qquad A = 2\pi rD$$

Substituyendo,

$$Q = k(2\pi rD) \frac{dh}{dr}$$

e integrando, e insertando los límites para $h = H$ en $r = R$ y $h = h_w$ en $r = r_w$, se obtiene

$$Q = \frac{2\pi kD(H - h_w)}{\ln (R/r_w)} \tag{9-16}$$

Para un *pozo de gravedad que penetra completamente,*

$$i = \frac{dh}{dr} \qquad \text{y} \qquad A = 2\pi rh$$

y

$$Q = k(2\pi r h)\ \frac{dh}{dr}$$

Integrando e insertando los límites, tenemos

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln\ (R/r_w)} \tag{9-17}$$

Investigaciones y observaciones han mostrado que el flujo para pozos de gravedad que penetran parcialmente (como es el caso para la mayoría de ellos) se describe mejor (Mansur y Kaufman, 1962) como

$$Q = \pi k\ \frac{[(H-s)^2 - t^2]}{\ln\ (R/r_w)} \left[1 + \left(0.3 + \frac{10r_w}{H}\right) \text{sen}\ \frac{1.8s}{H}\right] \tag{9-18}$$

donde los términos son tal como se definen en la fig. 9-24*d*. Nótese que la ec. (9-18) llega a ser la ec. (9-17) cuando el pozo penetra completamente en el acuifero, ya que $s = 0$ y $t = h_w$.

Ejemplo 9-10 DADO Las condiciones del pozo de gravedad ilustrado en la fig. E9-10.

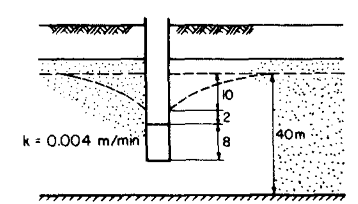


Figura E9-10

SE PIDE Estimar el flujo hacia el pozo cuando el nivel freático desciende 10 m tal como se muestra.

SOLUCION

Con descenso de 10 metros.

$$h_w = 30 \text{ m} \qquad s = 20 \text{ m}$$

$$t = 20 - 10 - 2 = 8 \text{ m}$$

$$r_w = 0.3 \text{ m} \qquad H = 40 \text{ m}$$

Usando la ec. 9-18,

$$Q = 3.14(0.004)\frac{(40-20)^2 - 8^2}{\ln\ (R/0.3)}\left[1 + \left(0.3 + \frac{10(0.3)}{40}\right) \text{sen}\ \frac{1.8(20)}{40}\right]$$

$$Q = 3.14(0.004)\frac{400-64}{\ln (R/0.3)}(1.29) = \frac{5.45}{\ln (R/0.3)}$$

Como R es desconocido, supondremos varios valores de R y calcularemos los correspondientes flujos.

R, m	$\ln R/0.3$	Q, m^3/min
20	4.20	1.30
40	4.89	1.11
50	5.12	1.07
100	5.81	0.94

de la cual aparentemente se tiene que $Q \cong 1\ m^3/min$, y no es necesario tener el valor exacto del radio de influencia R del descenso del nivel freático.

9-18 RESUMEN

Este capítulo ha presentado los medios para obtener la cantidad de filtración y las fuerzas de filtración en varias configuraciones geométricas para las cuales no es fácil obtener soluciones exactas. El procedimiento general es la construcción de una red de flujo. La red de flujo consiste en familias de curvas que se intersectan a 90° formando cuadrados, excepto en puntos singulares en donde debe hacerse un análisis juicioso. Se hace notar que si $k_x \neq k_y$, el ángulo de intersección es también 90°, pero los cuadriláteros ya no son cuadrados.

Se pueden transformar las dimensiones x o y, usando las siguientes variables de transformación

$$u = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \qquad \text{o} \qquad v = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}$$

para obtener $x' = x/u$ o $y' = y/v$, pero no simultáneamente las dos. Con las dimensiones así transformadas, podemos usar cuadrados. La magnitud de la filtración se calcula como

$$q = kh\frac{n_f}{n_d}$$

en donde k = al valor transformado del coeficiente de permeabilidad $k = \sqrt{k_x k_y}$

Se mostró que las fuerzas de subpresión pueden obtenerse a partir de una red de flujo. La red de flujo puede ser usada en el control de tubamiento para obtener los gradientes hidráulicos. La red de flujo es también usada en la determinación de la posición óptima de las tablestacas impermeables.

Se presentaron algunos conceptos seleccionados sobre la hidráulica de pozos y se hizo notar también que el secado de excavaciones es semejante a la hidráulica de pozos y que puede usarse una red de flujo en planta para determinar la cantidad de flujo hacia la excavación.

PROBLEMAS

Para los problemas 9-1 a 9-4 referirse a la fig. P9-1.

9-1 Encontrar la filtración en metros cúbicos por día por metro de ancho de presa. Use una escala de 1 cm = 5 m.

Respuesta aprox.: 0.71 m^3/día/m.

9-2 Encontrar la fuerza de subpresión por metro de ancho y dibuje el diagrama de presiones a lo largo de la base de la presa. Use una escala de 1 cm = 5 m y una escala conveniente para las presiones.

Respuesta aprox.: 1300 kN/m

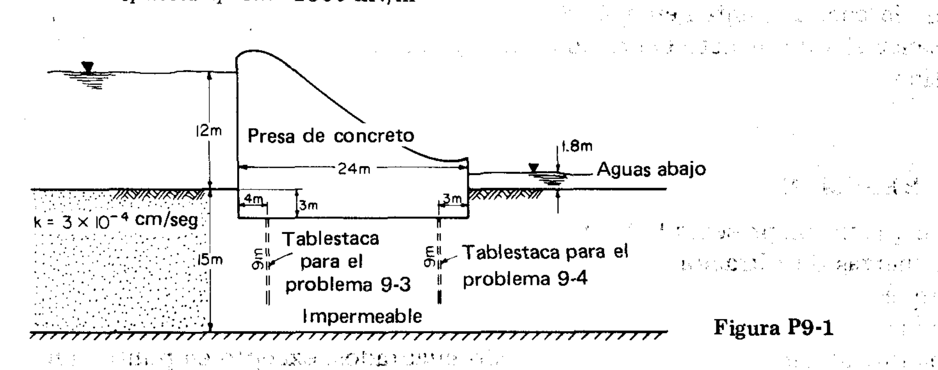


Figura P9-1

9-3 Instalar una tablestaca metálica de 3.6 m aguas abajo de el frente de la presa tal como se muestra por las líneas punteadas en la fig. P9-1. La tablestaca tendrá 9 m de longitud (su punta estará a 10 m por debajo de la superficie del suelo). Calcule la filtración como en el problema 9-1.

9-4 Instalar una tablestaca a 3 m de la cara aguas abajo de la presa, tal como se muestra por la línea punteada y remueva la tablestaca del otro lado. La tablestaca tendrá 9 m de longitud. Calcula la filtración como en el problema 9-1.

Respuesta: 0.5 m^3/día · m

Para los problemas 9-5 a 9-8 refiérase a la fig. P9-2.

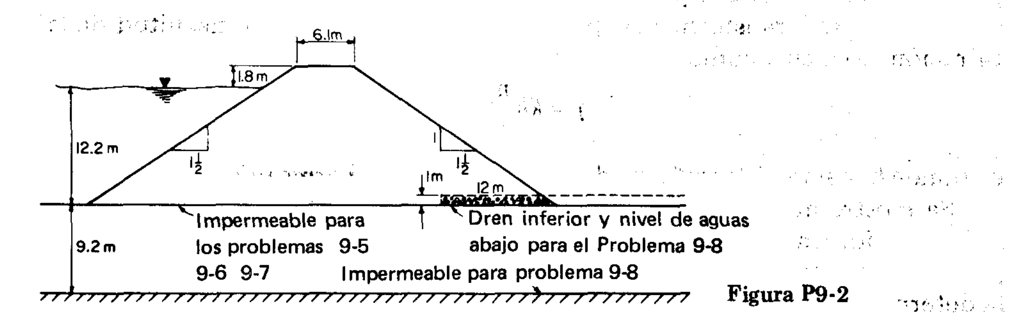


Figura P9-2

9-5 Encontrar la filtración si la presa descansa en un estrato impermeable y no existe el filtro de drenaje inferior. Tómese $k = 3.5 \times 10^{-3}$ cm/s y una escala conveniente.

Respuesta aprox.: 6.5 m^3/día · m

9-6 Rehacer el problema 9-5 considerando que existe el filtro de drenaje inferior y con las dimensiones que se muestran.

9-7 Rehacer el problema 9-6, si $k_x = 4 \times 10^{-4}$ y $k_y = 1 \times 10^{-4}$ cm/s.

9-8 Rehacer el problema 9-5 considerando que existe el filtro de drenaje inferior y que la presa descansa en un suelo que es también permeable.

Respuesta aprox.: 16.9 m^3/día · m

9-9 Construir una red de flujo en planta para las condiciones mostradas en la fig. P9-9 y estime la magnitud en la filtración en metros cúbicos por minutos.

9-10 ¿Cuál sería el flujo esperado en el punto *A* de la fig. P9-9 (centro de la excavación), suponiendo que fuera un pozo y que r_w calculara un área que sea aproximada a la de la excavación, suponiendo que el pozo penetra completamente y que la elevación del nivel freático es igual para el caso de la excavación (por ejemplo 0.5 m por debajo del fondo de la excavación)?

9-11 Hacer el mismo problema 9-10 excepto que $r_w = 0.5$ m y suponiendo que el pozo penetra completamente.

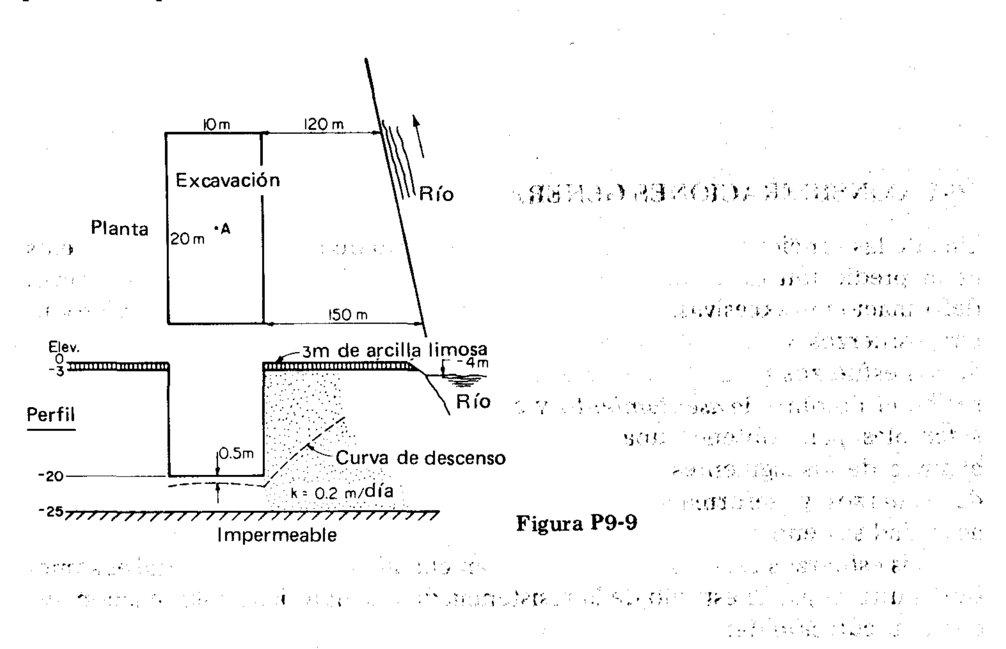


Figura P9-9

Capítulo 10

Esfuerzos, deformaciones y conceptos reológicos

10-1 CONSIDERACIONES GENERALES

Una de las funciones más importantes del estudio de la mecánica de los suelos es la predicción de la magnitud de los esfuerzos bajo cargas que producen deformaciones excesivas, llamados *esfuerzos de falla*. Cualquier carga producirá esfuerzos y deformaciones que pueden integrarse en la zona de interés de los esfuerzos para obtener la deformación. Generalmente, la deformación recibe el nombre de *asentamiento* y con frecuencia se realizan esfuerzos considerables para obtener una predicción del asentamiento. Este capítulo y algunos de los siguientes se relacionarán, en particular, con las predicciones de esfuerzos y deformaciones y algunas de las razones por las cuales esta actividad se denomina predicción.

Los esfuerzos resistentes se desarrollan cuando cualquier material es sometido a una carga. El estudio de la resistencia de los materiales está relacionado con la predicción de:

1. La magnitud de los esfuerzos resultantes σ
2. Si los esfuerzos producen una falla en el material
3. La magnitud de las deformaciones ϵ

El problema es considerablemente menos difícil cuando se trabaja con un cuerpo isotrópico, homogéneo, linealmente elástico (que obedece la ley de Hooke), aislado con fronteras claramente definidas. Nos ocupamos aquí de los esfuerzos y las deformaciones generadas por cargas aplicadas a una masa de suelo, tal como rellenos, cimentaciones de edificios o cargas negativas como en el caso de las excavaciones. En las masas de suelo los materiales son generalmente:

No	Pero puede
Isotrópico (las mismas propiedades elásticas en todas las direcciones)	Ser no isotrópico (las propiedades elásticas no son las mismas en todas las direcciones)
Homógeneo (las propiedades del material como e, w, γ, estructura, etc., constantes en toda la masa)	Tener lentes de materiales diferentes, ser estratificado, aumentar su densidad con la profundidad y tener diferentes contenidos de agua.
Linealmente elástico	Ser no lineales o ser elásticos sólo en un intervalo limitado de esfuerzos.
Cuerpo aislado	Ser una zona sometida a esfuerzos en un medio semi-infinito.

Como el suelo es un material formado por partículas, la falla se debe principalmente al rodamiento y deslizamiento de los granos y no a una simple tensión o compresión. Debido a este modo de falla, los esfuerzos de interés son los *esfuerzos cortantes*. La resistencia del suelo o la resistencia de interés del suelo es la *resistencia al esfuerzo cortante*. Conceptualmente la resistencia final de los materiales tales como el acero o el concreto. El suelo localmente sometido a una carga (o a un esfuerzo) está siempre rodeado del restante medio semi-infinito. Las excepciones ocurren por consiguiente en sitios adyacentes a las excavaciones o sobre viejos túneles de minas u otras cavidades en el subsuelo. Con los esfuerzos locales tenemos una situación análoga a la de un barco que flota en el oceáno. La zona sometida a esfuerzos fallará si los esfuerzos son muy grandes. La falla se define como una alteración considerable o un cambio en el estado de la estructura del suelo (o remoldeo) acompañado por una deformación substancial y un agrandamiento de la zona sometida a esfuerzo hasta que la deformación cesa. La deformación total resultante es la deformación bajo los esfuerzos hasta la falla, más la gran deformación que ocurre después de la falla. La resistencia al corte del suelo después de la falla se denomina *resistencia residual*.

Cuando cualquier fluido viscoso, generalmente agua, se presenta en los espacios vacíos del suelo, el rodamiento y el deslizamiento de la partícula será resistido por el fluido del poro. La magnitud de la resistencia será proporcional a la cantidad del fluido de los poros presente en un intervalo de saturación desde cero hasta 100 % La duración de la resistencia del fluido de los poros dependerá del coeficiente efectivo de permeabilidad, k.

La *reología* es el estudio de los materiales en un estado fluido como función del tiempo. La deformación del suelo que depende del coeficiente de permeabilidad, llega a ser un proceso de velocidad; ya se han emprendido algunos esfuerzos para usar métodos reológicos en el análisis. En la sec. 10-9, se presentarán varios modelos reológicos.

La mayoría de los esfuerzos que buscan predecir la respuesta del suelo a las cargas aplicadas han usado la teoría de los métodos de la elásticidad. Algunos pocos investigadores han usado también la teoría de la plásticidad. El mayor problema ha sido que la teoría de la elasticidad y de la plasticidad han sido elaboradas para medios elásticos continuos, mientras que el suelo es

un conjunto de partículas. Un gran problema adicional con el suelo es que depende de su estado, por ejemplo:

1. Se contrae y se expande con cambios en el contenido de agua, lo que da por resultado cambios en su volumen, relación de vacíos y peso unitario (densidad)
2. Cambios en el volumen durante las aplicaciones de esfuerzos

Cualquiera de estos cambios de estado produce un material diferente de aquel con el cual se comenzó.

El suelo tiene tres factores adicionales significativos que considerar además del cambio de estado,

1. Cualquier nueva condición de esfuerzos empieza desde una condición inicial de "algo" de esfuerzo. El suelo está siempre sujeto a los esfuerzos en el sitio debido a la sobrecarga, depositación y efectos debidos a cambios en el agua.
2. Las condiciones iniciales in situ dependen de los factores que son función del tiempo (historia de los esfuerzos anteriores). Para materiales con partículas o materiales no lineales, la superposición de los efectos de esfuerzos, tal como comúnmente se hace en los análisis estructurales, no es válida generalmente.
3. Las condiciones de esfuerzo-deformación en una masa de suelo son problemas tridimensionales. Muchos problemas de la mecánica estrutural son o pueden ser tratados con conceptos bidimensionales. Desde hace mucho y aun actualmente, los trabajos de mecánica de suelos tratan como problemas bidemensionales para simplificar los cálculos.

Considerando estos factores, resulta evidente que no es posible un alto grado de éxito en las predicciones de la deformación. Pueden necesitarse en un futuro descartar los métodos corrientes y desarrollar algunas nuevas teorías para un medio con partículas.

10-2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES GENERALES EN UN PUNTO

La fig. 10-1 ilustra los esfuerzos en un elemento diferencial de seis lados en una masa de suelo. No se muestran en este elemento los esfuerzos en los tres planos alejados del lector, por claridad adicional y porque serían simplemente iguales y opuestos en direcciones. Las deformaciones del elemento se muestran de un modo análogo, como se indica en la fig. 10-1.

La fig. 10-2 ilustra una orientación del elemento de la fig. 10-1, de tal manera que esfuerzos cortantes no existan en los lados del elemento. Esta orientación produce ejes principales y los esfuerzos normales sobre las caras del elemento son los *esfuerzos principales*; por analogía existe una serie de ejes principales para las *deformaciones principales*. Los ejes principales para los esfuerzos principales pueden no coincidir con los ejes para las deformaciones principales. En cualquier caso, sin embargo, hay siempre una orientación de los ejes que producen los esfuerzos o deformaciones principales.

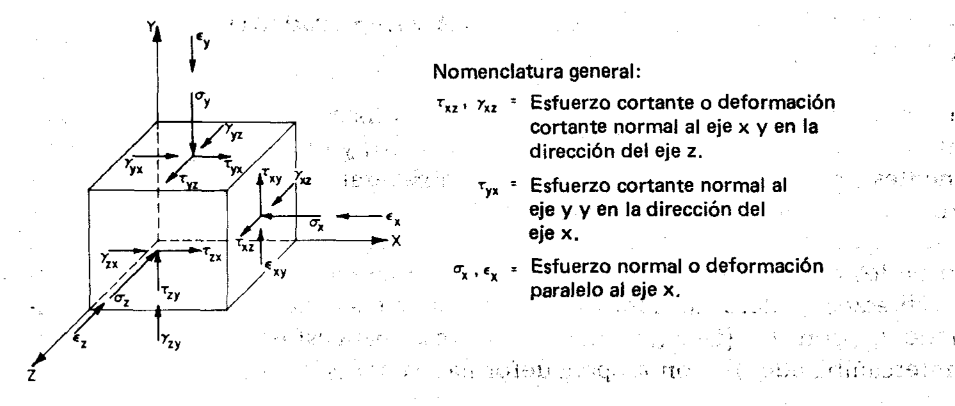


Figura 10-1 **Esfuerzos y deformaciones en un elemento de suelo con ejes de coordenadas arbitrariamente indicados.**

En la fig. 10-2*a* se muestra el estado de esfuerzos generales de compresión que existen en un suelo antes de la aplicación de una carga que produce un incremento en el esfuerzo $\Delta\sigma_i$. La fig. 10-2*b* es el estado de esfuerzos después de la aplicación del incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_i$. Generalmente, nos interesan las deformaciones que resultan de la aplicación de estos incrementos de esfuerzos. La deformación se relaciona con las deformaciones unitarias por medio de la fórmula

$$\text{Deformación } \delta = \int_0^M \varepsilon \, dM$$

donde M puede ser una longitud o un volumen y ϵ la correspondiente deformación unitaria lineal o la deformación volumétrica.

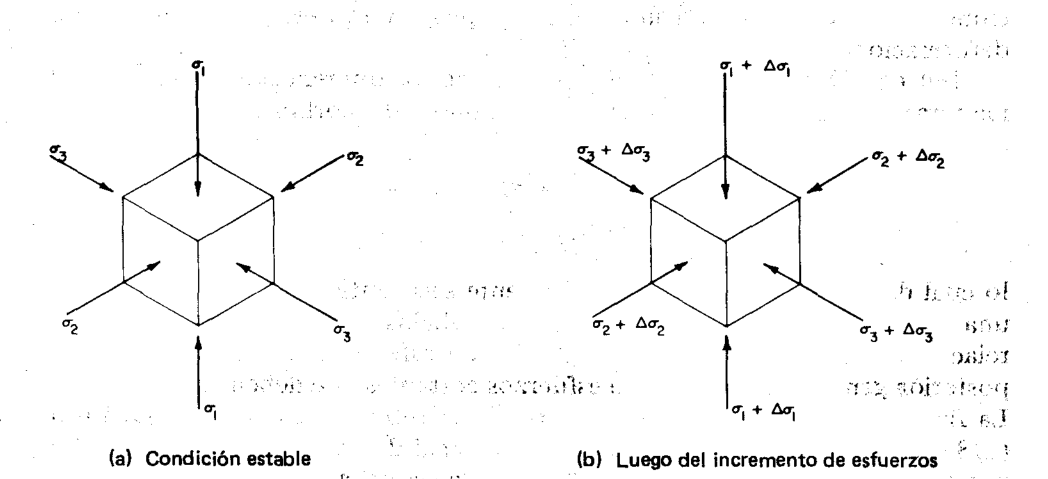


Figura 10-2 **Un elemento de suelo sujeto a incrementos en los esfuerzos principales.**

10-3 CONCEPTOS DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD USADOS EN PROBLEMAS DE MECANICA DE SUELOS

Un *tensor* es un vector que describe un estado físico (tal como un esfuerzo) o un fenómeno físico (tal como una deformación) y requiere tres o más componentes para su completa descripción. En general cualquier esfuerzo o deformación requiere tres cosenos de dirección para una descripción completa de su magnitud y dirección. En esfuerzos en un plano (o deformaciones), uno de los cosenos de dirección es 0. Refiriéndose a la fig. 10-1, los tensores de esfuerzos y deformaciones (o matrices) pueden desarrollarse intercambiando τ_{ij}, con σ_{ij} (i.e.,$\tau_{xy} = \sigma_{xy}$; $\tau_{zy} = \sigma_{zy}$,etc) para esfuerzos y análogamente intercambiando γ_{ij} con ε_{ij} para deformaciones ($\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy}$; $\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx}$, etc). Los tensores de esfuerzos y deformaciones resultantes son:

Esfuerzos			Deformaciones		
σ_{xx}	σ_{xy}	σ_{xz}	ε_{xx}	ε_{xy}	ε_{xz}
σ_{yx}	σ_{yy}	σ_{yz}	ε_{yx}	ε_{yy}	ε_{yz}
σ_{zx}	σ_{zy}	σ_{zz}	ε_{zx}	ε_{zy}	ε_{zz}

El lector puede observar fácilmente que un tensor es una notación abreviada para sumar los vectores esfuerzo o deformación a lo largo de los tres ejes cartesianos orientando el elemento de interés. La convención de sub-índice es estándar (ref. de nuevo a la fig. 10-1) ya que:

1. El primer sub-índice es el eje normal al plano de interés.
2. El segundo sub-índice es un eje ortogonal paralelo al vector.

Estos sub-índices producen subscritos *ii* para esfuerzos normales o deformaciones; los sub-índices *ij* son paralelos al plano y son esfuerzos cortantes o deformaciones cortantes.

Del equilibrio de momentos e ignorando los diferenciales de segundo y mayores órdenes, obtenemos tres magnitudes de cortante y deformación como valores complementarios:

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \qquad \sigma_{xz} = \sigma_{zx} \qquad \sigma_{yz} = \sigma_{zy}$$

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} \qquad \varepsilon_{xz} = \varepsilon_{zx} \qquad \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zy}$$

lo cual da un tensor simétrico y solamente seis cantidades se necesitan para una completa descripción. La mayoría de trabajos de mecánica de suelos está relacionado con las condiciones iniciales de esfuerzos principales. La carga posterior generalmente produce esfuerzos cortantes que deben ser evaluados. La fig. 10-3 ilustra las áreas de fronteras de un tetraedro elemental equilátero (1/8 de octaedro) usando un sistema ortogonal de coordenadas con los ejes principales 1, 2 y 3, como se muestra. Puede usarse cualquier clase de tetraedro pero en este texto sólo se considerará un elemento equilátero. La dirección

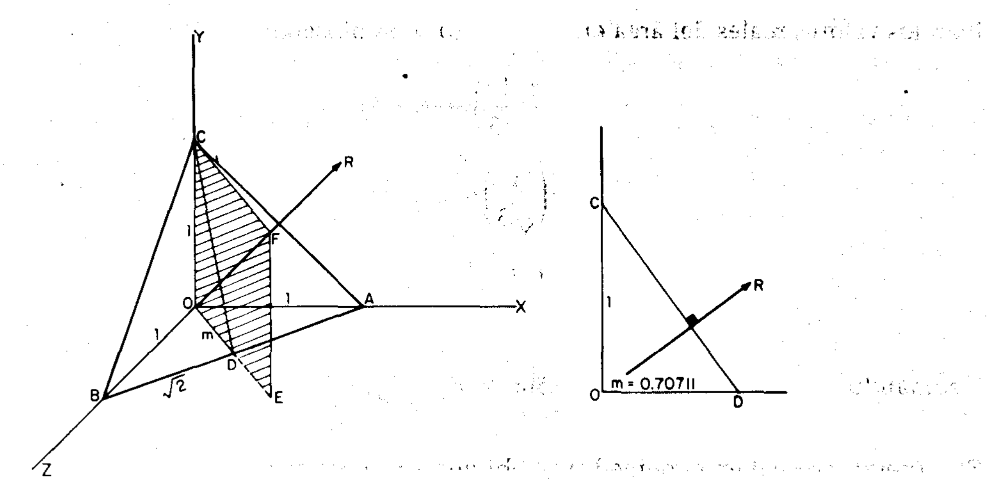


Figura 10-3 Tetraedro equilatero orientado con respecto a los ejes principales indicados y sujeto a tres esfuerzos principales.

de la normal al *plano octaédrico* (plano ABC de la fig. 10-3) puede obtenerse mediante cálculos o por medios gráficos. Debido a que estamos usando un volumen diferencial, es posible despreciar las fuerzas en el cuerpo y considerar solamente las fuerzas en la superficie (los esfuerzos normales tal como se muestran, debido a que estos son planos principales).

El vector de esfuerzos resultantes σ_r sobre el plano octaédrico puede obtenerse para encontrar la orientación de ejes generales sumando las fuerzas en las tres direcciones ortogonales y usando los cosenos directores apropiados. Como el equilibrio de fuerzas es necesario, no se pueden obtener los esfuerzos octaédricos como sumatoria de vectores de las componentes normal y del esfuerzo cortante; en lugar de ello, deben considerarse los esfuerzos y las áreas sometidas a esfuerzo. Por ejemplo (refiérase a la fig. 10-3), para un tetaedro equilátero tenemos $OA = OB = OC = 1$; por tanto, las áreas $AOC = BOC = AOB = (1 \times 1)/2 = 0.5$ unidades. El área ABC se calcula de las relaciones $m = 0.70711$, $AB = \sqrt{2}$, y $OC = 1$ para obtener $ABC = 0.86602$ unidades.

Los cosenos directores se establecen como relación de áreas, tal como sigue:

$$m_1 = \frac{AOB}{ABC} = \frac{0.5}{0.866} = \frac{1}{\sqrt{3}} \qquad m_2 = \frac{BOC}{ABC} = \frac{1}{\sqrt{3}} \qquad m_3 = \frac{AOC}{ABC} = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Estos siempre serán los cosenos directores, para un tetraedro equilátero.

De la relación $\sum F = 0$ a lo largo de cualquier eje, y definiendo el *esfuerzo normal* sobre el plano ABC como $R = \sigma_{oct}$, tenemos, en general,

$$R(A_{ABC})m_i - \sigma_i A_i = 0$$

Para los valores reales del área en este ejemplo, se obtiene:

$$R(0.866)\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) - \sigma_1(0.5) = 0$$

$$R(0.866)\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) - \sigma_2(0.5) = 0$$

$$R(0.866)\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) - \sigma_3(0.5) = 0$$

y sumando, $$3R(0.866)\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) - 0.5(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 0$$

El esfuerzo normal en el octaedro se obtiene entonces como

$$\sigma_{oct} = R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \tag{10-1}$$

Esta ecuación para el esfuerzo normal en el octaedro no depende de valores iguales de los esfuerzos principales (σ_1 no tiene que ser igual a σ_2; σ_3 no tiene que ser igual a σ_2, etc.), pero aquí estamos tratando un tetraedro equilátero. El esfuerzo cortante en un octaedro puede obtenerse (ver cualquier texto sobre teoría de la elasticidad) como

$$\tau_{oct} = \tfrac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \tag{10-2}$$

La ec. (10-2) muestra que:

1. Ningún esfuerzo cortante se produce con $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Esta es una condición de esfuerzos hidrostáticos. Esta condición puede producirse en un ensayo de suelo haciendo una *consolidación isotrópica* (iguales esfuerzos en todo el alrededor) considerado en más detalle en el cap. 13.
2. Esfuerzos cortantes se producen cuando $\sigma_1 > \sigma_2$ ó $\sigma_1 > \sigma_3$, y en un ensayo triaxial cuando $\sigma_2 = \sigma_3$ y $\sigma_1 > \sigma_3$. La diferencia de esfuerzos $\sigma_1 - \sigma_3$ es el esfuerzo *desviador*.

Caben aquí dos observaciones adicionales:

1. Se logra una simplificación considerable cuando se usan esfuerzos bidimensionales ($\sigma_2 = 0$).
2. El suelo in situ tiene esfuerzos iniciales cortantes y normales en el plano octaédrico debido a que los esfuerzos verticales (σ_1) y laterales (σ_2 y/o σ_3) son diferentes. Nótese que en las condiciones de estado estático los esfuerzos verticales y laterales son esfuerzos principales.

Si usamos la notación matricial para los esfuerzos normales,

$$|\sigma_i|\{m_i\} = \{\sigma\} \tag{10-3}$$

Reagrupando, dividiendo por la matriz de los cosenos directores $\{m_i\}$, y expandiendo tenemos

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma \end{bmatrix} = 0$$

Expandiendo el determinante (la matriz) a 0, obtenemos

$$\sigma^3 - J_1\sigma^2 + J_2\sigma - J_3 = 0$$

donde

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \qquad (10\text{-}4)$$

$$J_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

El factor $J_1 = 3\sigma_{oct}$. Los factores J se llaman ***invariantes***, debido a que los esfuerzos principales son independientes (no varían) de la orientación arbitraria de los ejes.

Cuando existen presiones de poro, la ec. (10-3) se modifica usando la ec. (2-21) para obtener

$$|\sigma_i - u|\{m_i\} = \sigma \qquad (10\text{-}5)$$

Ejemplo 10-1 ¿Cuáles son los esfuerzos normales y cortantes octaédricos cuando $\sigma_1 = 50$ kPa, $\sigma_2 = \sigma_3 = 25$ kPa y la presión de poro $u = 10$ kPa?

SOLUCION Usando la ec. (10-1), se obtiene

$$\sigma_{oct} = \frac{50 + 25 + 25}{3} = 33.3 \text{ kPa}$$

Usando la ec. (10-2), se obtiene

$$\tau_{oct} = \tfrac{1}{3}\sqrt{(50 - 25)^2 + (25 - 25)^2 + (25 - 50)^2} = 11.8 \text{ kPa}$$

Estos valores al igual que varios valores intermedios de σ_1 se han dibujado en la fig. 10-4.

σ_1	$\Delta\sigma_1$	σ_{oct}	τ_{oct} **(Esfuerzos totales)**
25	0	25.0	0.00
30	5	26.7	2.40
35	10	28.3	4.70
40	15	30.0	7.07
45	20	31.7	9.42
50	25	33.3	11.8 **(Falla)**

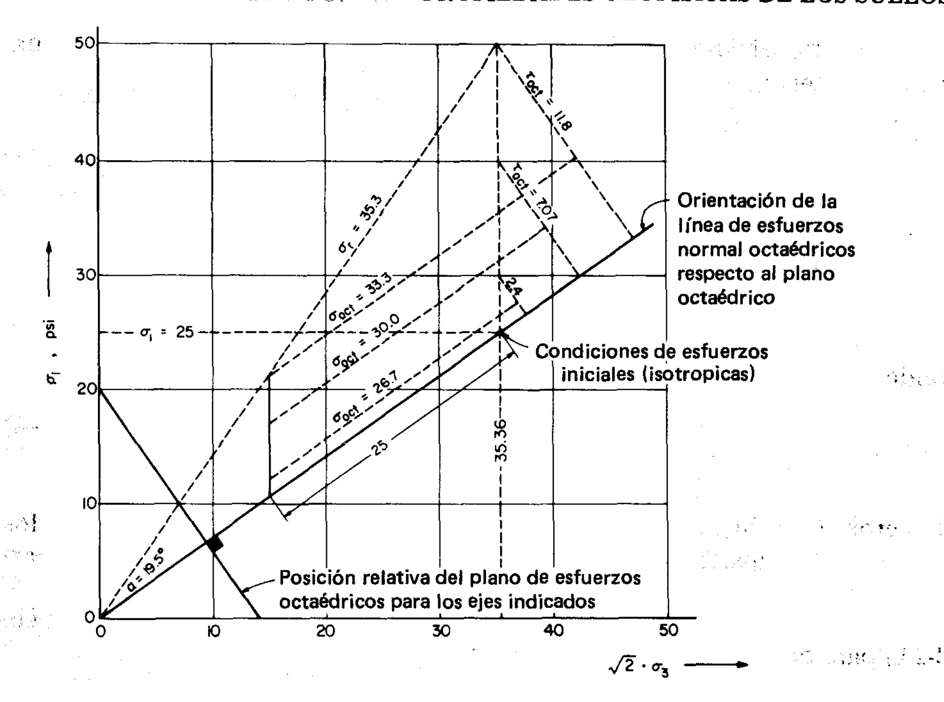


Figura 10-4 Trayectoria de esfuerzos de los esfuerzos normal y cortante octaédicos. Parte de los datos mostrados se calculan en el ejemplo 10-1.

Los *esfuerzos efectivos octaédricos* se calculan como sigue:

$$\sigma'_{oct} = \frac{(50-10)+(25-10)+(25-10)}{3}$$

$$= 23.3 \text{ kPa} \quad (\text{igual que } 33.3 - 10)$$

$$\tau_{oct} = \tfrac{1}{3}\sqrt{(40-15)^2 + 0^2 + (15-40)^2}$$

$$= 11.8 \text{ kPa} \qquad (\text{igual que antes})$$

Obsérvese que los esfuerzos cortantes no son afectados por la presión del poro. Podemos calcular los esfuerzos efectivos resultantes σ'_r sobre el plano octaédrico como

$$\sigma'_r = \sqrt{\sigma'^2_{oct} + \tau^2_{oct}} = 26.11 \text{ kPa}$$

el cual actúa en un ángulo por encima del vector normal al plano octaédrico de

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{11.8}{23.3} = 26.85°$$

10-4 EL MODULO ESFUERZO-DEFORMACION Y LA LEY DE HOOKE

El módulo esfuerzo-deformación (comúnmente llamado de elasticidad) E_s se define en cualquier texto de mecánica de materiales como

$$E_s = \frac{\text{Esfuerzo}}{\text{Deformación unitaria}} = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\varepsilon_y} \qquad (10\text{-}6)$$

el cual es simplemente la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. Cuando un elemento de cualquier material es comprimido por un esfuerzo σ_y, se presentan deformaciones laterales

$$\varepsilon_x = \mu\sigma_y \qquad \varepsilon_z = \mu\sigma_y \qquad (a)$$

en donde μ = relación de Poisson. La relación de Poisson se considerará con más detalle en el cap. 14, al igual que la ec. (10-6).

Usaremos $\Delta\sigma_i$ para identificar el incremento de los esfuerzos sobre una masa de suelo debido a cualquier condición de carga (por ejemplo, cargas de edificios; cargas cerca de la superficie tal como zapata, losas de sótano, etc. y cargas negativas tales como excavaciones). Los elementos del suelo interior a la masa están siempre sujetos a algún esfuerzo vertical inicial σ_y y a esfuerzos laterales o radiales, de los cuales σ_x y σ_z son valores de coordenadas particulares, debido a efectos de sobrecarga, como se muestra en la fig. 10-5. Si estos esfuerzos han sido aplicados durante un período de tiempo geológico, se alcanza equilibrio en las deformaciones ($\varepsilon_i = 0$) y tenemos una condición de equilibrio estático. Las nuevas cargas aplicadas (recientemente) producen un incremento de esfuerzos de $\Delta\sigma_i$ y una condición de estado de deformaciones no en equilibrio. Los caps. 11 y 12 consideran la condición de deformación de estado de no equilibrio cuando $d\varepsilon/dt$ es muy pequeño. Aquí y en el cap. 13 nos ocuparemos de $d\varepsilon/dt$ cuando es grande (intervalos del orden de horas a no más de algunos días).

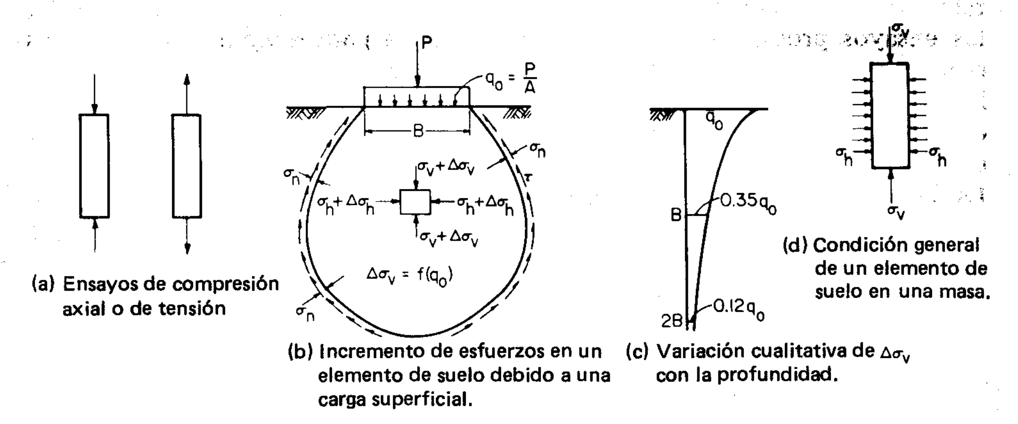


Figura 10-5 Ensayos de suelo y condición general de un elemento de suelo bajo un área cargada.

Cuando un elemento de suelo es comprimido bajo un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_y$, tiende a expandirse lateralmente produciendo deformaciones de ε_x y $\varepsilon_z > 0$. Esta expansión es resistida por el suelo que rodea el elemento y se desarrollan esfuerzos $\mu\,\Delta\sigma_x$ y $\mu\,\Delta\sigma_z$, que tienden a restablecer la forma del elemento de suelo. La combinación de $\Delta\sigma_y$ y los esfuerzos restauradores $\mu\,\Delta\sigma_x$ y $\mu\,\Delta\sigma_z$ resultan, por combinación de la ec. (10-6) y la ec. (*a*), en la siguiente expresión para deformación:

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta\sigma_y}{E_s} - \frac{\mu\,\Delta\sigma_z}{E_s} - \frac{\mu\,\Delta\sigma_x}{E_s} \tag{b}$$

Simplificando la ec. (*b*) y extrapolando se puede obtener para las deformaciones en las tres coordenadas

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \frac{1}{E_s}[\Delta\sigma_y - \mu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)] \\ \varepsilon_x &= \frac{1}{E_s}[\Delta\sigma_x - \mu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_y)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E_s}[\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \end{aligned} \tag{10-7}$$

Estas tres ecuaciones de deformación reciben el nombre de la ley generalizada de esfuerzo-deformación de Hooke[1]. En los cursos de mecánica de materiales, los efectos de la relación de Poisson son comúnmente ignorados, pero en el trabajo de mecánica de suelos los efectos de la relación de Poisson son generalmente muy grandes para poder ingnorarlos (aunque se ha hecho comúnmente).

La compresión uniaxial y los ensayos de tensión son ampliamente usados, como en la fig. 10-5, para aceros, concreto, madera y otros materiales comunes en ingeniería. Debido a que estos materiales forman miembros estructurales aislados en el espacio o rodeados por presión atmosférica (0 en el día 1), los ensayos producen información satisfactoria para diseños sin incluir los efectos de la relación de Poisson. Por otro lado, nunca se usan columnas aisladas de suelo para soportar cargas en compresión; el área de suelo cargada está siempre rodeada o confinada por otro suelo (fig. 10-5*b*) o por una pared u otros elementos estructurales, como en el caso adyacente a una excavación. La única excepción es la roca o los pilares de suelo (columnas) que soportan los techos en las operaciones de minas; aquí el pilar es grande y solamente la porción interior soporta la carga del techo a través de una combinación del efecto "confinante" y las fuerzas compresivas del techo de la mina.

[1] Cuando ε_y, ε_x y ε_z no son deformaciones principales, hay también tres ecuaciones de deformación cortante como parte de esta ley de esfuerzo-deformación.

Mediante la ec. (10-7) se puede demostrar que si se ejecuta un ensayo de compresión uniaxial en un suelo donde $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_x = 0$, la deformación será mayor que la deformación in situ y como el efecto de la relación de Poisson no se produce, el módulo de esfuerzo-deformación usando la ec. (10-6) será muy pequeño. Igualmente, si se realiza un ensayo de suelo en una muestra completamente saturada y se aplica un incremento vertical de esfuerzo de $\Delta\sigma_y$, tendremos una condición de $\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_z$ hasta que el agua de los poros pueda drenar. Debido a que las deformaciones son todas cero durante un intervalo, se requiere que la relación de Poisson sea 0.5 (de las ecs. 10-7). Nótese, sin embargo, que la relación de Poisson no permanece igual a 0.5 durante toda esta condición de esfuerzos y sólo permanece constante hasta cuando tenga lugar algo de drenaje. La condición de que no tenga lugar deformación alguna hasta tanto el drenaje ocurra es una deformación del tipo consolidación, que consideraremos en los caps. 11 y 12.

Debido a que los esfuerzos de tensión no son posibles en los suelos sin cohesión, y como los suelos cohesivos pueden soportar solamente cantidades muy limitadas de esfuerzos de tensión, los únicos esfuerzos en el suelo de significancia práctica para el ingeniero son los esfuerzos de compresión y los esfuerzos cortantes desarrollados a medida que las partículas deslizan como resultado de los esfuerzos de compresión.

Ejemplo 10-2

DADO un suelo tiene una relación de Poisson de $\mu = 0.30$. Se realiza un ensayo de compresión inconfinada con esfuerzo lateral $\sigma_x = \sigma_z = 0$, y uno de compresión confinada (triaxial) sobre el mismo suelo, con el mismo contenido inicial de agua y densidad, y con esfuerzos laterales de $\sigma_x = \sigma_z = \sigma_r = 30$ kPa.

SE PIDE Hallar el módulo de esfuerzo-deformación E_s para ambos ensayos y para las condiciones obtenidas en el ensayo de compresión inconfinada de $\sigma_y = \sigma_f = 70$ kPa (aproximadamente 10 lb/pul^2) y las correspondientes deformaciones $\varepsilon_y = 0.020$ cm/cm.

SOLUCION El módulo de esfuerzo-deformación para el ensayo de compresión inconfinada es simplemente

$$E_s = \frac{70.0}{0.020} = 3500 \text{ kPa} \qquad \text{Usando la ec. (10-6)}$$

Para el ensayo triaxial, tenemos de la ec. (10-7)

$$E_s\varepsilon_y = \sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)$$

de lo cual

$$E_s\varepsilon_y = 70.0 - 0.30(30.0 + 30.0) = 52.0 \text{ kPa}$$

Para el ensayo de compresión inconfinada, $E_s \varepsilon_y = 70.$

Será necesario suponer una variación lineal para la deformación ϵ, lo que podría introducir un serio error pero no en este caso, debido a que la estrapolación es solamente desde 52 hasta 70 kPa. Con la deformación de 0.20 para 70.0 kPa, la deformación para 52 kPa es aproximadamente

$$\varepsilon_y = \tfrac{52}{70}(0.020) = 0.0149 \text{ cm/cm}$$

El valor aproximado del módulo de esfuerzo-deformación para el ensayo de compresión triaxial es

$$E_s = \frac{70.0}{0.0149} = 4698 \text{ kPa}$$

Este valor del módulo de esfuerzo-deformación es alrededor de 34% mayor que el valor del ensayo de compresión inconfinada. El lector debe observar que este cálculo indica un incremento de E_s in situ con la profundidad. ¿Por qué?

10-5 ESFUERZOS BIDIMENSIONALES EN UN PUNTO

La fig. 10-1 mostró el caso general de los esfuerzos en un punto dentro de un cuerpo isotrópico homogéneo, elástico y en una masa de suelo en particular. En mecánica de suelos, ha resultado conveniente suponer que los esfuerzos principales σ_2 y σ_3 son iguales (e implícitamente se supone que E_s y μ son constantes), o que $\sigma_2 = 0$, lo que produce una condición de esfuerzos en un plano (y con frecuencia tomando simultáneamente $\varepsilon_2 = 0$) y designando la condición de esfuerzo-deformación total estado de "deformación en un plano". A partir de la ec. 10-7 nótese cuidadosamente que una condición de deformación en un plano puede tener tres esfuerzos ortogonales diferentes de cero y que una condición de esfuerzo en un plano puede tener tres deformaciones ortogonales distintas de cero.

Consideremos el caso de $\sigma_2 = \sigma_3$ y adoptemos la práctica convencional de tomar el mayor de los tres esfuerzos principales ortogonales como σ_1. Los resultados de campo indican que la suposición de $\sigma_2 = \sigma_3$, aunque no es estrictamente correcta, no introduce un gran error y simplifica bastante el análisis elástico. En muchas estructuras de retención y problemas de excavación, la suposición de σ_2 o $\varepsilon_2 = 0$ (deformación en un plano) es razonablemente realística.

La fig. 10-6 ilustra el caso para una condición de esfuerzo bidimensional con el esfuerzo principal σ_1 y σ_3 que actúan sobre los planos principales mostrados (caras de elementos). Un análisis similar podría hacerse para dos de los tres esfuerzos principales pero los valores del mayor y del menor generalmente se escogen como se ha hecho aquí.

Se seleccionan para inspección detallada dos de los planos principales (*AC* y *CB* de la fig. 10-6), tal como en la fig. 10-6*b*. Suponiendo que el plano *AB*

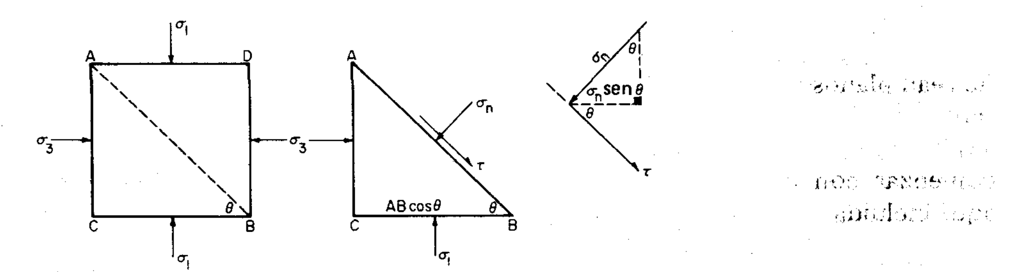


Figura 10-6 **Esfuerzos principales bidimensionales para obtener los esfuerzos normal y cortante en cualquier plano *AB* como se indica.**

es 1 unidad X 1 unidad perpendicular al plano de la página, lo que da un área de 1 unidad. De esta suposición se sigue que

$$BC = AB \cos \theta$$

$$AC = AB \operatorname{sen} \theta$$

Sumando las fuerzas paralelas al eje X, obtenemos ($\sum F_x = 0$)

$$\sigma_3(AB \operatorname{sen} \theta) + \tau(AB \cos \theta) - \sigma_n(AB \operatorname{sen} \theta) = 0 \qquad (a)$$

Sumando las fuerzas paralelas al eje Y, obtenemos

$$\sigma_1(AB \cos \theta) - \tau(AB \operatorname{sen} \theta) - \sigma_n(AB \cos \theta) = 0 \qquad (b)$$

Eliminando AB en las ecs. (*a*) y (*b*), se obtiene

$$\sigma_3 \operatorname{sen} \theta + \tau \cos \theta - \sigma_n \operatorname{sen} \theta = 0$$

$$\sigma_1 \cos \theta - \tau \operatorname{sen} \theta - \sigma_n \cos \theta = 0 \qquad (c)$$

Esto da dos ecuaciones en σ_1 y σ_3 y dos valores no conocidos, el esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal σ_n. Por el proceso de eliminación y haciendo uso de la relación trigonométrica

$$\cos^2 \theta = 1 - \operatorname{sen}^2 \theta \qquad \operatorname{sen}^2 \theta = \tfrac{1}{2}(1 - \cos 2\theta) \qquad \operatorname{sen} \theta \cos \theta = \tfrac{1}{2} \operatorname{sen} 2\theta$$

Obtenemos las siguientes ecuaciones (fáciles de hallar en cualquier texto de mecánica de materiales pero que presentamos aquí para complemento y repaso):

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \qquad (10\text{-}8)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\theta \qquad (10\text{-}9)$$

Nótese que estas dos ecuaciones se basan en los principios de la mecánica y no tienen nada que ver con las propiedades del material. La teoría de la elasticidad se ocupa de los esfuerzos y las propiedades del material E_s y μ. De

paso, debe notarse que se hubiera podido deducir un conjunto parecido de ecuaciones para el caso general en donde los planos *AC* y *CB* de la fig. 10-6 no sean planos principales. La diferencia principal sería que los esfuerzos cortantes en los planos *AC* y *CB* tendrían que haberse incluido también. Debido a que en los ensayos del suelo donde se usan las ecs. (10-8) y (10-9) involucra comenzar con esfuerzos principales conocidos, se prefiere la presentación aquí incluida.

10-6 CIRCULO DE ESFUERZOS DE MOHR

Las ecs. (10-8) y (10-9) son las ecuaciones paramétricas de un círculo de esfuerzos en el plano XY de

$$\text{Radio } R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\text{Origen del círculo: } X = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad Y = 0$$

como se muestra en la fig. 10-7. Es mucho más fácil desarrollar las ecs. (10-8) y (10-9) por el círculo de Mohr[2] que a través del procedimiento usado en la sección precedente (el lector debe verificarlo).

En mecánica de suelos, los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 son siempre esfuerzos de compresión, debido a que el suelo no puede resistir esfuerzos significativos de tensión; es costumbre, también, dibujar el círculo de Mohr en el primer cuadrante y no en el segundo como se hace en los textos de mecánica de materiales.

En este punto, el lector debe notar además que $\Delta\sigma_1$ y σ_1 se pueden usar intercambiablemente en éste y en el texto siguiente. A partir del contexto de la discusión, puede entenderse si se consideran las condiciones iniciales, los incrementos de esfuerzo, o los esfuerzos que producen deformaciones. Gran parte de la literatura de mecánica de suelos también usa $\Delta\sigma_1$ y σ_1 intercambiablemente, con el contexto del uso necesario para interpretar la respuesta. En el suelo siempre tenemos esfuerzos iniciales, los cuales no producen deformaciones si tenemos una condición de estado de equilibrio estático.

En ausencia de esfuerzos normales en un plano, existe un estado de cortante puro. La fig. 10-8 ilustra que las condiciones necesarias para obtener un cortante puro en algún plano requieren que el material esté sujeto a esfuerzos de tensión en el plano principal menor. Esta situación será muy difícil de desarrollar con una muestra de suelo. En efecto, se requiere de procedimientos especiales para obtener resistencias del suelo a la tensión (Fang y Chen, 1971).

---

[2] **Este círculo de esfuerzos se llama círculo de Mohr, debido a que se cree que Otto Mohr fue la primera persona en proponer su uso en 1871.**

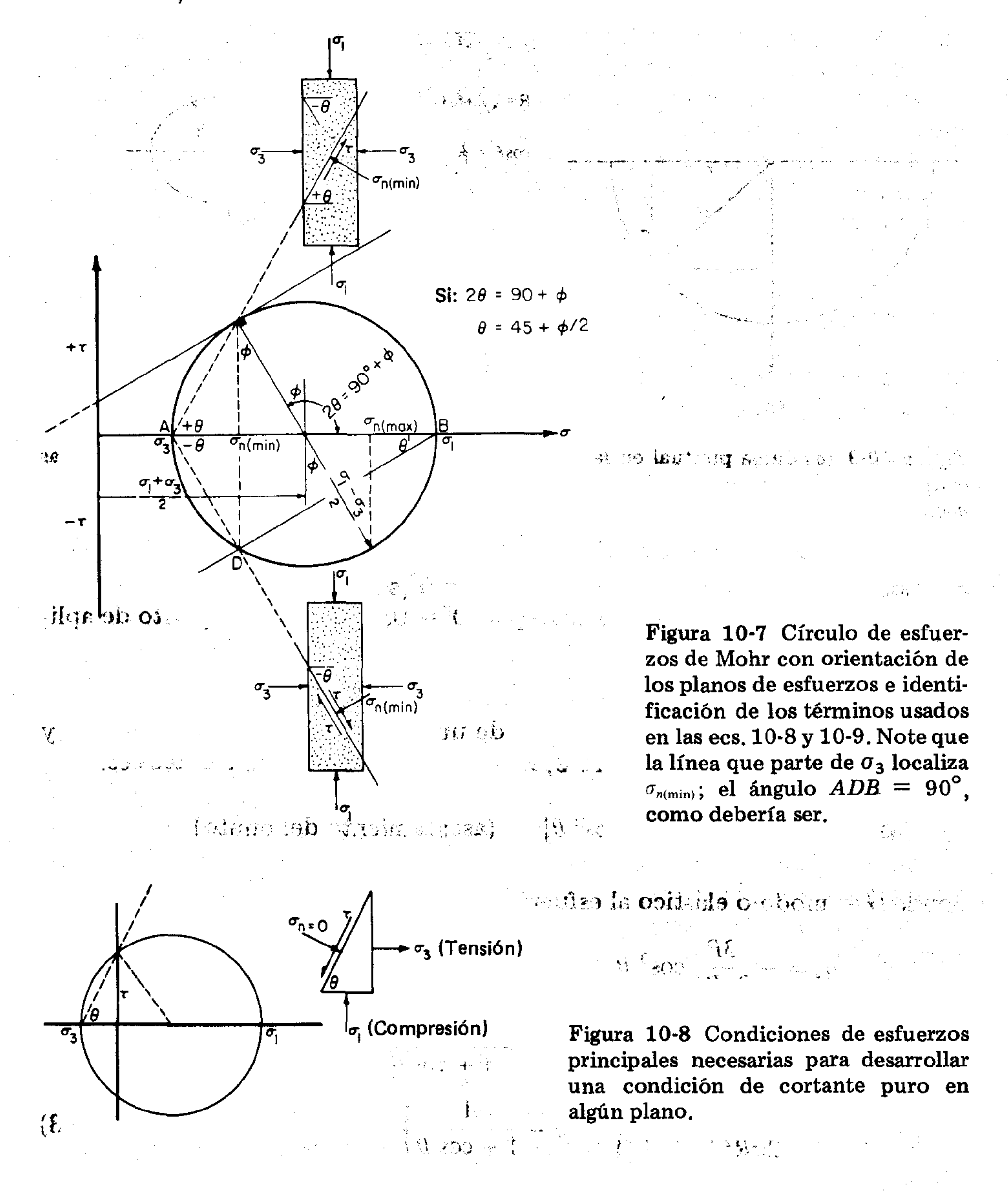


Figura 10-7 Círculo de esfuerzos de Mohr con orientación de los planos de esfuerzos e identificación de los términos usados en las ecs. 10-8 y 10-9. Note que la línea que parte de σ_3 localiza $\sigma_{n(\min)}$; el ángulo $ADB = 90°$, como debería ser.

Figura 10-8 Condiciones de esfuerzos principales necesarias para desarrollar una condición de cortante puro en algún plano.

10-7 ESFUERZOS DE BOUSSINESQ EN UN MEDIO ELASTICO SEMI-INFINITO

Boussinesq (1885) aplicó algunos conceptos matemáticos complicados a algunas de las ecuaciones de elasticidad dadas anteriormente, junto con las siguientes condiciones de frontera (refiérase a la fig. 10-9):

1. Los esfuerzos se desvanecen a $r \to \infty$.
2. Las deformaciones se desvanecen a $r \to \infty$.

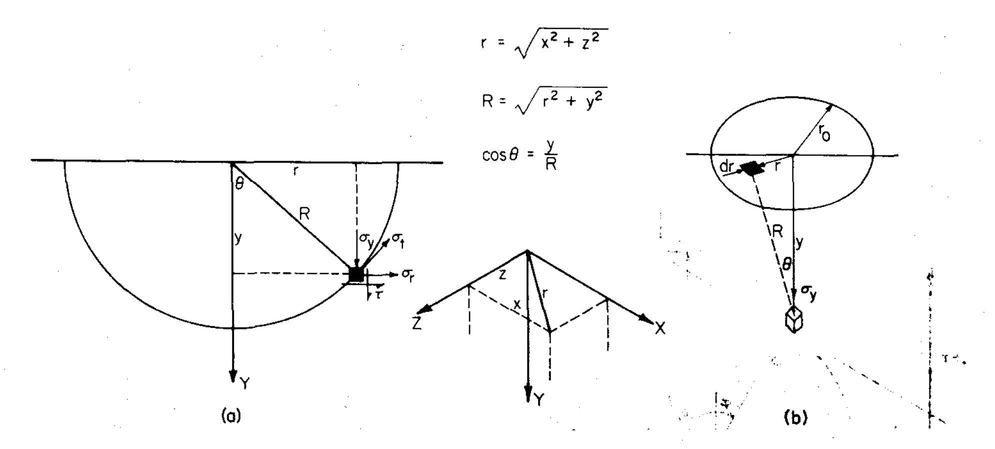


Figura 10-9 (*a*) **Carga puntual en la superficie de un medio semiinfinito, elástico para las ecuaciones de Boussinesq. (*b*) Aplicación de la ecuación de Boussinesq al revés para obtener esfuerzos en el sub-suelo debidos a la aplicación de una carga en un área.**

3. Los esfuerzos cortantes son cero en $Y = 0$ (superficie).
4. Los esfuerzos normales son cero para $Y = 0$, excepto en el punto de aplicación de la carga.
5. $\sum F_y = 0$.

Para la carga puntual en la superficie de un espacio semi-infinito, elástico y usando los símbolos de la fig. 10-9, Boussinesq obtuvo las siguientes ecs.

$$\Delta y = \frac{P}{4\pi R}\frac{1}{G}[2(1-\mu)+\cos^2\theta] \quad \text{(asentamiento del punto)} \qquad (10\text{-}10)$$

donde G = módulo elástico al esfuerzo cortante (definido en el cap. 13)

$$\sigma_y = -\frac{3P}{2\pi R^2}\cos^3\theta \quad \text{(esfuerzo vertical)} \qquad (10\text{-}11)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2}\left(-3\cos\theta\,\text{sen}^2\theta + \frac{1-2\mu}{1+\cos\theta}\right) \text{(esfuerzo radial)} \qquad (10\text{-}12)$$

$$\sigma_t = \frac{P}{2\pi R^2}(1-2\mu)\left(\cos\theta - \frac{1}{1+\cos\theta}\right) \qquad (10\text{-}13)$$

$$\tau = -\frac{3P}{2\pi R^2}(\cos^2\theta\,\text{sen}\,\theta) \quad \text{(esfuerzo cortante)} \qquad (10\text{-}14)$$

Las ecuaciones de Boussinesq se han usado ampliamente para obtener los esfuerzos en un estrato, debidos a una carga en la superficie. Se han hecho numerosas modificaciones para aplicarlas a estratos de profundidad finita, depósitos estratificados y cargas aplicadas a una profundidad por debajo de la superficie de la masa de suelo. Las soluciones de Boussinesq se han presentado en forma de tablas (Newmarks, 1942), curvas (Fadum, 1948) y bulbos

de presión (Bowles, 1977). Con el advenimiento de las calculadoras programables electrónicas (y la disponibilidad de usar computadores digitales), parece innecesario suministrar este tipo de información en este texto. Para obtener el esfuerzo vertical (de interés particular para los ingenieros de geotecnia) debido a la carga de la zapata, que no es una carga puntual, es necesario hacer lo siguiente:

1. Dibujar la zapata a escala y subdividirla en n cuadrados unitarios (use 0.3 × 0.3 ó 0.5 × 0.5 m, o quizás 1 × 1 pie).
2. Obtener la carga unitaria para cada cuadrado unitario como $P = qA$, donde q = presión en el suelo debido a la carga de la zapata.
3. Obtener las coordenadas x y z del centro de cada área unitaria respecto al punto por debajo de la zapata en donde se desea la presión —usualmente el centro pero algunas veces una esquina o un lado—.
4. Calcular los valores de r, R, y $\cos\theta$. Como $\cos\theta = y/R$, la ec. (10-11) puede volverse a escribir así:

$$\sigma_y = \sum_{1}^{n} \frac{3P}{2\pi} \frac{y^3}{R^5} = C_1 \frac{y^3}{R^5} = C_2 \frac{1}{R^5}$$

   Este cálculo supone que el área unitaria es equivalente a la carga puntual; por lo tanto, una sumatoria de las cargas puntuales en toda el área de la zapata debiera dar el incremento correcto de esfuerzo en el punto debido a la carga en la zapata. Por lo general, no se necesita utilizar una muy pequeña malla para obtener los esfuerzos con precisión adecuada en ingeniería. Se puede aprovechar la símetria, de tal manera que un cuarto de la zapata pueda subdividirse para encontrar el esfuerzo en el centro (pero multiplicar el valor acumulado por 4).
5. Para una profundidad dada y, la constante C_2 puede calcularse y almacenarse. Las coordenadas x y z están dadas, se calcula y se obtiene, se suma y se almacena la contribución unitaria de esfuerzos. Cuando todas las áreas unitarias hayan sido acumuladas y almacenadas, este valor se llama valor del esfuerzo de interés.

Un método alterno para obtener el esfuerzo vertical por debajo del *centro* de una zapata circular (exacto), cuadrada (aprox. exacta), o rectangular es (ver fig. 10-9*b*) volver a escribir la ec. (10-11) para R y la profundidad y, ignorando el signo (—), y obtener

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi y^2[1 + (r/y)^2]^{1.5}}$$

y para P = presión del contacto unitario a q_o, que actúan en un área diferencial dA, tenemos

$$\sigma_y = \frac{3q_o}{2\pi y} \frac{1}{[1 + (r/y)^2]^{1.5}} \, dA$$

Integrando desde 0 hasta r_o y con $dA = 2\pi r\, dr$, tenemos

$$\sigma_y = q_o\left\{1 - \frac{1}{[1 + (r_o/y)^2]^{1.5}}\right\} \qquad (10\text{-}15)$$

Ejemplo 10-3 ¿Cuál es el incremento de esfuerzo a 6 m por debajo del centro de una zapata circular de diámetro = 3 m para una carga P = 1200 kN?

SOLUCION

$$q_o = \frac{P}{A} = \frac{1200}{0.7854 \times 3^2} = 170 \text{ kPa}$$

De la ec. (10-15)

$$\sigma = 170\left\{1 - \frac{1}{[1 + (1.5/6)^2]^{1.5}}\right\} = 170(0.09) = 14.8 \text{ kPa } \textbf{(exacto)}$$

Ejemplo 10-4 ¿Cuál es el incremento de esfuerzo para 1.5 y 3 m de profundidad en el centro de una zapata circular de B = 3 m? La carga por zapata es 1800 kN.

SOLUCION

$$q_o = \frac{1800}{3^2} = 200 \text{ kPa}$$

$$\pi R^2 = A \qquad R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{9}{\pi}} = 1.69 \text{ m}$$

para y = 1.5 m

$$\sigma = 200\left\{1 - \frac{1}{[1 + (1.69/1.5)^2]^{1.5}}\right\} = 200(0.71) = 141.5 \text{ kPa}$$

Este valor es casi exactamente igual a los valores dados por Bowles (1977) y en otros textos.

Para y = 3 m, el esfuerzo es igual a σ = 200 (0.34) = 67.7 kPa (casi exacto también).

Frecuentemente se hace necesario el incremento promedio de esfuerzo en el estrato en los cálculos de asentamientos, tales como los asentamientos por consolidación del cap. 11 o para calcular el asentamiento como

$$\Delta H = \frac{\sigma_{av}(L)}{E_s}$$

El incremento promedio se obtiene utilizando una integración numérica de esfuerzos de las diversas coordenadas y en el estrato. Un método de usar la fórmula trapezoidal cuando la coordenada y se ha incrementado usando un incremento constante Δy y para los esfuerzos σ_{yi} para obtener

$$A = H\sigma_{y,\,\mathrm{pr}} = \Delta y\left(\frac{\sigma_{y1} + \sigma_{yn}}{2} + \sigma_{y2} + \sigma_{y3} + \cdots + \sigma_{y(n-1)}\right) \qquad (10\text{-}16)$$

Ejemplo 10-5 ¿Cuál es el esfuerzo 2,4 y 6 m por debajo de una zapata rectangular de 3 X 4 en planta, que carga 2000 kN? ¿Cuál es el incremento del esfuerzo promedio en estos 6 m de profundidad?

SOLUCION Divida la zapata en 48 unidades de 0.5 m, como se muestra en la fig. E10-5*a*.

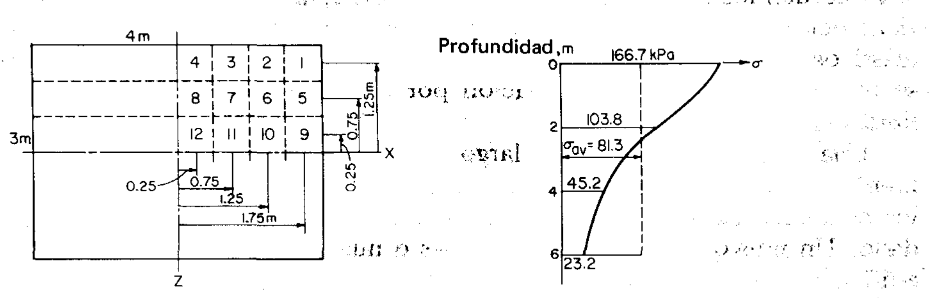


Figura E10-5*a* **Figura E10-5*b***

Paso 1 Hallar los esfuerzos para 2, 4 y 6 m. Debido a la simetría, debe usarse sólo un cuarto de la zapata. Las coordenadas son (lista parcial):

Elemento	x	z	Elemento	x	z
1	1.75	1.25	5	1.75	0.75
2	1.25	1.25	6	1.25	0.75
3	0.75	1.25	7	0.75	0.75
4	0.25	1.25	8	0.25	0.75

La coordenada y es sucesivamente 2, 4 y 6 m.

Luego de dar los 12 valores, sumar, volver a considerar y multiplicar por 4, se obtiene

$\sigma_{y(0\,\mathrm{m})} = 166.7$ kPa ($= \frac{2000}{12}$ presión de contacto; no calculada, porque la ecuación en este punto es discontinua).

$\sigma_{y(2\,\mathrm{m})} = 103.8$ kPa $\quad \sigma_{y(4\,\mathrm{m})} = 45.2$ kPa $\quad \sigma_{y(6\,\mathrm{m})} = 23.2$ kPa

Paso 2 Hallar el incremento promedio de esfuerzo en el estrato de 6 m. Refiérase a la fig. E10-5*b* y observe $\Delta y = 2$ m.

$$H\sigma_{y,\,\mathrm{pr}} = 2\left(\frac{166.7 + 23.2}{2} + 103.8 + 45.2\right) = 487.9$$

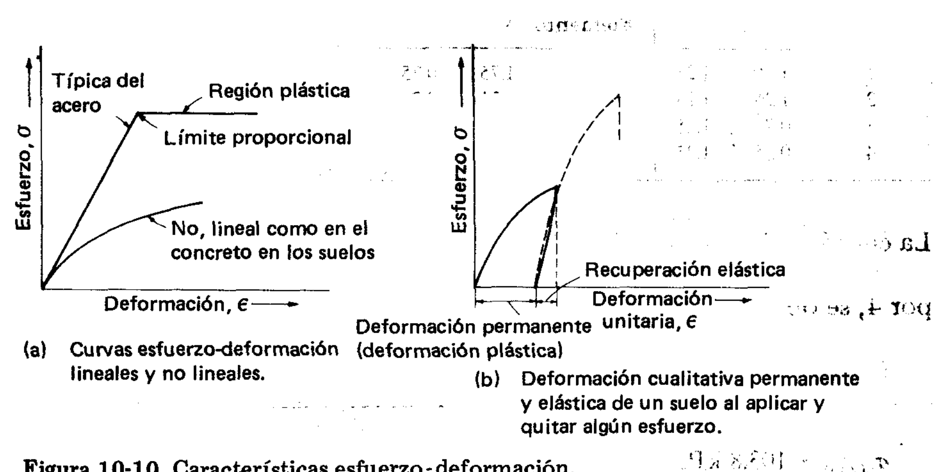
$$\sigma_{y,\,\mathrm{pr}} = \frac{487.9}{6} = 81.3 \text{ kPa}$$

10-8 DEFORMACIONES DEL SUELO Y ASENTAMIENTOS

Todos los materiales se deforman cuando son sometidos a esfuerzos. Esta deformación es *elástica* cuando el material vuelve a tener su forma original luego de retirar el esfuerzo. Las deformaciones *plásticas* ocurren cuando los esfuerzos exceden los límites elásticos de un material; las deformaciones elastoplásticas ocurren en materiales que no tienen claramente definidos sus límites elásticos (o propiedades). Cuando el esfuerzo en estos materiales es retirado, se recupera muy poca deformación por recuperación elástica, tal como se ilustra en la fig. 10-10*b*.

Una masa depositada a lo largo de períodos geológicos estará esencialmente en condición de estado de equilibrio estático ya que está ajustado a los esfuerzos causados por el peso del suelo por encima de cualquier plano dado. Un nuevo relleno o excavaciones o nuevas construcciones tales como edificios, presas, diques y otros terraplenes, producirán un estado de deformación temporal en condición de equilibrio no estático en las zonas de influencia de los esfuerzos.

El asentamiento, o la deformación, bajo una carga es el movimiento total vertical causado por la aplicación de la carga. Puede producirse hacia abajo por un incremento de la carga hacia abajo y un levantamiento (expansión) por disminución de cargas tales como excavaciones, ascenso del nivel de



(a) Curvas esfuerzo-deformación lineales y no lineales.

(b) Deformación cualitativa permanente y elástica de un suelo al aplicar y quitar algún esfuerzo.

Figura 10-10 **Características esfuerzo-deformación.**

aguas freáticas y otras condiciones de carga. Las deformaciones son siempre causadas por cambios en los esfuerzos efectivos. En el análisis de mecánica de suelos, los cambios en los asentamientos son:

1. *Inmediatos.* Son asentamientos que ocurren de horas a algunos días después de la aplicación de la carga. Estos tipos de asentamientos pueden calcularse usando $\Delta H = \sigma L/E_s$, con las dificultades principales en obtener E_s y la profundidad del esfuerzo de influencia L (ver sec. 15-9).
2. *Consolidación.* Son asentamientos dependientes del tiempo, que ocurren en una masa de suelo fino saturado o parcialmente saturado, que tiene bajo coeficiente de permeabilidad. Estos asentamientos dependen del tiempo, en razón de que el drenaje de agua de los poros debe acompañar el asentamiento.

El resultado final de los asentamientos inmediatos o por consolidación es el mismo, aunque el método de calcular los asentamientos es considerablemente diferente. Los asentamientos por consolidación se considerarán en los caps. 11 y 12. El cap. 12 se relacionará principalmente con cuánto tiempo se requiere para que los asentamientos de consolidación tengan lugar.

10-9 MODELOS REOLOGICOS

La reología es el estudio de la conducta de un material en estado fluido. La estructura del suelo bajo los esfuerzos tiende a cambiar (a fluir) hacia una nueva forma que resista mejor el esfuerzo. Si el agua está presente en los poros del suelo, el cambio en la estructura del suelo puede (o estará) estar acompañado de un flujo de agua desde los poros, debido a la reducción del tamaño de los poros de la estructura alterada del suelo. Este flujo se debe a un incremento de la energía del agua resultante del empuje de los granos de suelo contra el agua de los poros durante la deformación. A medida que el flujo del agua tiene lugar, la presión se disipa, de modo parecido al goteo en un gato hidráulico.

El flujo del agua es siempre una función del tiempo, como puede observarse en los tubos de agua, en los ríos, en agua de escorrentía, etc; por lo tanto, los modelos reológicos serán modelos de esfuerzos dependientes del tiempo y de la deformación.

El modelo reológico más simple es el resorte o modelo de Hooke, como se muestra en la fig. 10-11*a*. Si se tiene un amortiguador (parecido a un amortiguador de golpes de un automóvil), se tiene un *modelo de Newton*

K σ C σ τ σ

(a) De Hook (b) De Newton (c) Esfuerzo de fluencia

Figura 10-11 Modelos reológicos simples.

(fig. 10-11*b*). Si tenemos una condición de cierto esfuerzo mínimo que cause una deformación (o un deslizamiento), análogo al bloque que desliza hacia abajo en un plano, se tiene un modelo de *esfuerzo de fluencia* (ver fig. 10-11*c*).

El modelo de Hooke o resorte considerado independientemente representa las características elásticas de la matriz de partículas del suelo. Para tener una deformación instantánea elástica, la matriz de partículas del suelo debe ser continua.

La aplicación de un esfuerzo a una masa de suelo completamente saturada impondrá los esfuerzos inicialmente en el agua del poro, debido a que no puede ocurrir deformación alguna en la estructura hasta que exista espacio libre disponible en los poros. El espacio libre se dispondrá en los poros del suelo sólo después de que haya ocurrido el drenaje en el poro. La fig. 10-12 ilustra esta situación, incluyendo agua inicial de poros, intermedia y final, y los esfuerzos hechos en la estructura del suelo. La disipación de las presiones de poro depende de la velocidad del flujo del agua de los poros—el tamaño de la válvula de la fig. 10-12— y puede simularse por la acción de un amortiguador. En este caso, sin embargo, a medida que las presiones de poro se disipan, la estructura del suelo (el resorte) asume la carga, requiriéndose que el elemento resorte y el amortiguador están emparejados de alguna manera. La velocidad de deformación es proporcional al esfuerzo aplicado y cuán rápido se puede disipar la presión del fluido de los poros, es decir, es una función del coeficiente de permeabilidad y de viscosidad del fluido de los poros.

Los problemas principales que surgen en el uso del resorte y del amortiguador son:

1. El adecuado aparejamiento de los elementos (ver fig. 10-13), debido a que muchas combinaciones son posibles, además de las que aquí se ilustran
2. La evaluación adecuada del coeficiente del resorte y del amortiguador, que dependerán de:
   (*a*) La estructura del suelo (relación de vacíos, gradación, tamaño de los granos y forma)

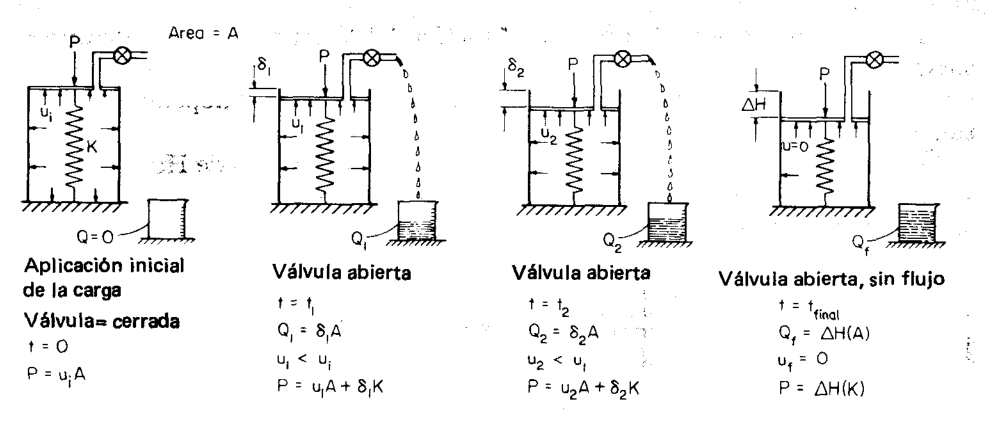


Figura 10-12 **Transferencia de carga del agua de los poros al suelo (resorte) a medida que el proceso avanza.**

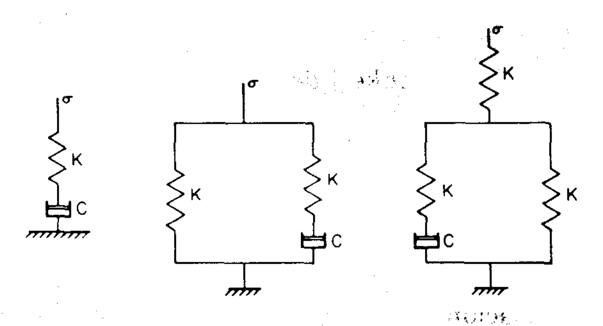


Figura 10-13 Varias parejas de amortiguador resorte. Esto ilustra algunas de las muchas posibles parejas que pueden hacerse.

(*b*) Mineral arcilloso
(*c*) Contenido de agua
(*d*) Temperatura
(*e*) Restricciones de carga (velocidad de carga, tamaño del área cargada, magnitud de la carga total, etc,)

Obsérvese que en ésta y en la sección siguiente, se considera una *longitud unitaria de suelo* y un *esfuerzo* y no una fuerza; por lo tanto, las constantes del resorte y los coeficientes del amortiguador deben tener unidades consecuentes con este concepto.

10-10 MODELOS REOLOGICOS COMPUESTOS

Para ilustrar adecuadamente el grado de complejidad de este problema, vamos a presentar varias composiciones de modelos reológicos.

A. Modelo de St. Venant

Uno de los modelos más simples es el modelo de St. Venant, ilustrado en la fig. 10-14. Nótese que el método de carga es tal que el resorte sólo puede cargar esfuerzos de compresión, (o carga). Esto es consecuente con las propiedades generales elásticas de la masa de suelo, debido a que el suelo puede cargar muy poca tensión.

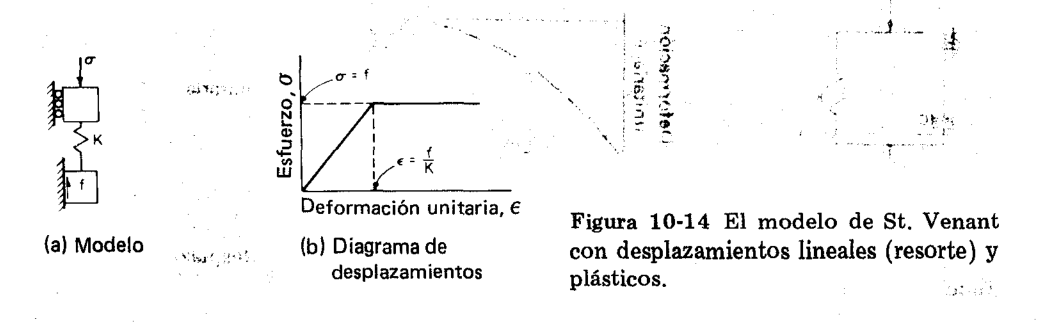


Figura 10-14 El modelo de St. Venant con desplazamientos lineales (resorte) y plásticos.

B. Modelo de Kelvin

Un aparejamiento paralelo de un modelo de Hooke y de Newton resulta en el modelo de Kelvin de la fig. 10-15. Nótese que el desplazamiento de un amortiguador (modelo de Newton) es dependiente del tiempo.

Matemáticamente, si pasamos el plano AA y sumamos los esfuerzos,

$$\sigma = K\varepsilon + C\,\frac{d\varepsilon}{dt} \tag{10-16}$$

donde $d\varepsilon/dt$ = la velocidad de deformación
ε = deformación unitaria
K = constante del resorte
σ = esfuerzo total aplicado (fuerza)
C = coeficiente del amortiguador

Si la ec. 10-16 se resuelve usando las soluciones estándar para ecuaciones diferenciales de la forma $dx/dy + Mx = N$ y las condiciones de frontera de $\varepsilon = 0$ para $t = 0$ para σ = esfuerzo constante, tenemos

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K}\left(1 - \exp - \frac{Kt}{C}\right) \tag{10-17}$$

Un análisis de unidades indica que

K = fuerza/área = esfuerzo
C = fuerza-tiempo/área = viscosidad

C. Modelo de Maxwell

El modelo de Maxwell consiste en un modelo de Hooke y uno de Newton en serie, tal como en la fig. 10-16.

Debido a que σ es común para ambos elementos, la deformación es

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{resorte}} + \varepsilon_{\text{amortiguador}}$$

y sustituyendo valores para la deformación

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K} + \frac{\sigma t}{C} \tag{10-18}$$

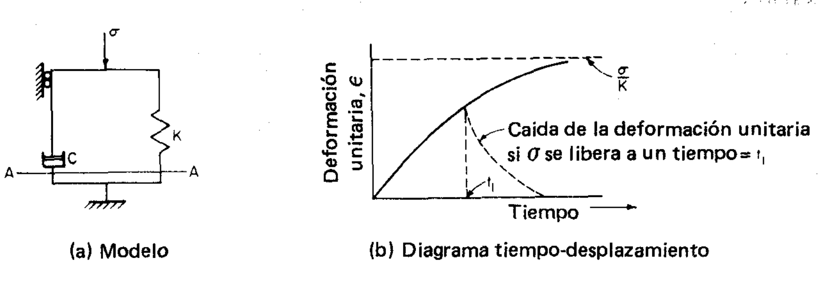


Figura 10-15 Modelo de Kelvin. Con parejas en paralelo todos los desplazamientos son función del tiempo.

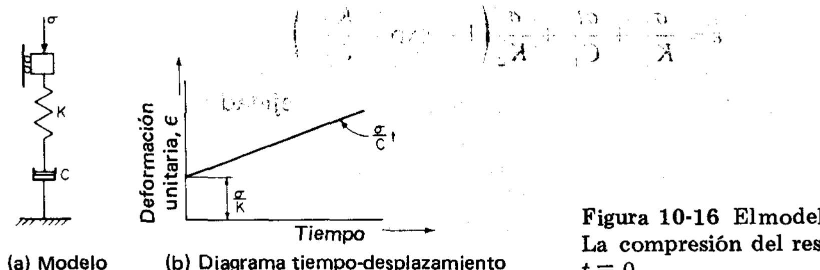


Figura 10-16 El modelo de Maxwell. La compresión del resorte ocurre a $t = 0$.

se puede obtener una deformación instantánea debido a la carga aplicada (esfuerzo) seguido por una deformación función del tiempo, como se muestra en el amortiguador.

D Modelo de Bingham

La fig. 10-17 ilustra el modelo de Bingham. En este modelo, a medida que $\sigma \leqslant f$, la deformación es simplemente,

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K}$$

Cuando $\sigma > f$, el bloque de fricción empieza a moverse. A medida que se mueve el bloque de fricción, el amortiguador influencia la deformación, de tal manera que la deformación unitaria es ahora

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{resorte}} + \varepsilon_{\text{amortiguador}}$$

o

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K} + \frac{(\sigma - f)t}{C} \tag{10-19}$$

E. Modelo de Burgers

La fig. 10-18 ilustra el modelo de Burgers. La solución de este modelo reológico es la suma de las soluciones del modelo de Maxwell (ec. 10-18) y del modelo de Kelvin (ec. 10-17) o

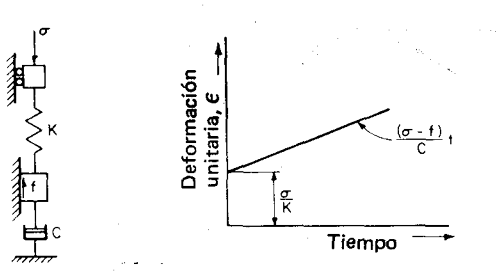


Figura 10-17 El modelo de Bingham. El modelo de fricción y el amortiguador restringen el desplazamiento. El desplazamiento del resorte es independiente del tiempo.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K_1} + \frac{\sigma t}{C_1} + \frac{\sigma}{K_2}\left(1 - \exp - \frac{K_2}{C_2} t\right) \qquad (10\text{-}20)$$

Estos modelos reológicos simples ilustran la complejidad del problema de proporcionar un modelo adecuado para describir la conducta del suelo en cualquier depósito del suelo. Los modelos reológicos para la conducta del suelo no se usan en la actualidad debido al problema de evaluar las constantes del resorte y del amortiguador y al problema de seleccionar el modelo apropiado o la pareja adecuada. Algunos investigadores son de la opinión, sin embargo, de que el modelo de Burgers tiene el futuro más promisorio para describir la conducta del suelo. El modelo de Bingham puede ser más apropiado para el análisis de estados críticos, en donde el suelo está en un estado de continua fluencia.

Ejemplo 10-6

DADO El modelo de Burgers de la fig. 10-18 con los siguientes datos:

$K_1 = 100$ kN/cm³ $\quad C_1 = 0$

$K_2 = 150$ kN/cm³ $\quad C_2 = 100$ kN – mes/cm³

$\sigma = 10$ kN/cm²

SE PIDE

(*a*) El gráfico deformación unitaria ε contra tiempo para $t = 0 - 4$ meses.

(*b*) ¿Cuál es la deformación total en 10 cm de suelo si $\sigma = 10$ kN/cm² al final del cuarto mes?

SOLUCION

(*a*) Con $C_1 = 0$, el lector debe saber que este es el caso de un término *sin amortiguador* no el caso de $\sigma t/0$.

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma}{K_1} + \frac{\sigma t}{C_1} + \frac{\sigma}{K_2}\left(1 - \exp - \frac{K_2}{C_2} t\right) \qquad (10\text{-}20)$$

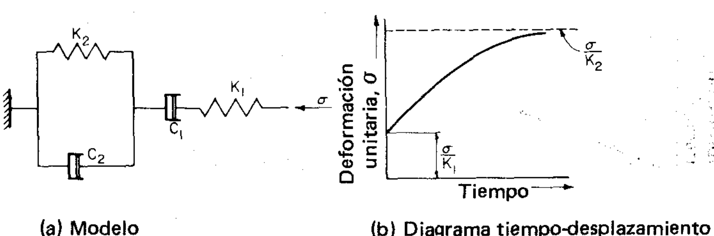


Figura 10-18 El modelo de Burgers como una pareja de los modelos de Maxwell y Kelvin.

Simplificando, se puede hacer una tabla como sigue

$$\varepsilon_i = \tfrac{10}{100} + \tfrac{10}{150}(1 - \exp - 15t)$$

t, meses	ε_i, cm/cm
0	0.10
0.5	0.135
1.0	0.152
1.5	0.160
2.0	0.163
2.5	0.165
3.0	0.166
4.0	0.166

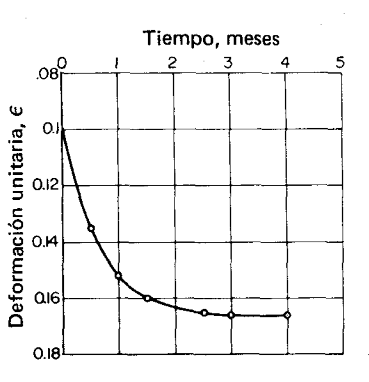


Figura E10-6

(*b*) La deformación en una longitud de suelo de 10 cm al final del cuarto mes es

$$e = \varepsilon L = 0.166(10) = 1.67 \text{ cm}$$

Nótese que éste no es un problema realista para un suelo verdadero, debido a que C_2 es un término de viscosidad para un fluido. Por lo tanto, se puede cuestionar ¿Cómo C_1 puede ser 0 o diferente de C_2 es decir, cómo se puede a la vez tener y no tener un fluido?

10-11 RESUMEN

Este capítulo ha presentado una introducción a lo siguiente: (1) teoría seleccionada de los conceptos de la elasticidad; (2) el concepto de esfuerzos octaédricos; (3) esfuerzos principales; (4) el círculo de Mohr para las condiciones de esfuerzos en un plano; (5) elementos de reología y modelos reológicos simples; (6) selección de parejas de modelos reológicos simples.

En particular, el lector debe poner en perspectiva estos intentos para describir un sistema de partículas usando modelos continuos. El problema es formidable debido a las limitaciones generales asociadas con la presencia de lentes, estratificación, variaciones en el contenido de agua, relación de vacíos y otros factores. Los capítulos posteriores en el contenido ilustrarán qué predicciones razonables se pueden hacer si se llevan a cabo ensayos apropiados de laboratorio (o ensayos in situ) y se interpretan sobre muestras de suelo de alta calidad.

PROBLEMAS

10-1 Dibujar la trayectoria de esfuerzos efectivos octaédricos del ejemplo 10-1.

10-2 Para una condición inicial de esfuerzos triaxiales de $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 40$ kPa, ¿cuáles son los esfuerzos en el octaedro? Cuando el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ es 70 kPa, ¿cuáles son los nuevos esfuerzos octaédricos?

Respuesta: Para un esfuerzo desviador = 70, $\tau_{oct} = 33$ kPa.

10-3 Una condición bidimensional de esfuerzos tiene $\sigma_1 = 30$ kPa y un esfuerzo desviador = 30 kPa. Si $\phi = 36^\circ$ hallar el esfuerzo cortante en la falla y presente gráficamente la orientación de la superficie de falla.

Respuesta: 12.1 kPa.

10-4 Verificar los esfuerzos σ_y del ejemplo 10-5.

10-5 Rehacer el ejemplo 10-5 usando áreas unitarias de 1 m × 1 m y comparar los esfuerzos σ_y con los del ejemplo.

10-6 Si la profundidad de interés en el ejemplo 10-5 se incrementa hasta 12 m, ¿cuál es el incremento promedio de esfuerzos debido a la carga de la zapata?

Respuesta: 46.8 kPa.

10-7 Rehacer el ejemplo 10-6 si $C_2 = 100$ kN − año/cm^3.

10-8 Dibujar una curva de ϵ contra tiempo para el modelo de Kelvin de la fig. 10-15, si $K = 30$ kN/cm^3 y $C = 10$ kN − mes/cm^3.

10-9 Rehacer el ejemplo 10-6 si $\sigma = 1.0$ kN/cm^2.

Capítulo 11

Consolidación y asentamientos por consolidación

11-1 PROBLEMAS DE CONSOLIDACION

Cuando un suelo fino saturado está sometido a un incremento de esfuerzos de compresión debidos a alguna carga, la estructura del suelo experimenta deformación. Recuérdese, del cap. 10, que una deformación es un efecto acumulado de una distorsión de los granos (menor) y del deslizamiento y rodamiento de las partículas. Esta deformación da como resultado una reducción en la relación de vacíos o en el volumen de vacíos, que sólo puede ocurrir a medida que el fluido de los poros se desplaza. Debido a que los suelos finos tienen bajos coeficientes de permeabilidad (cap. 8), el desplazamiento del fluido de los poros es un proceso lento o dependiente del tiempo. Las deformaciones son, sin embargo, causadas por esfuerzos *efectivos*.

En el pasado, se han originado muchas fallas en edificios al no reconocer que los asentamientos podrían continuar por muchos años, produciendo un asentamiento total acumulado muy grande. Es fácil encontrar casos en la literatura de la mecánica de suelos en donde han ocurrido asentamientos de 0.3 m o más en períodos de 5 a 20 años.

Actualmente, es posible determinar los posibles asentamientos a largo plazo por medio de una exploración de suelo. Los métodos para predecir la magnitud del asentamiento con el tiempo y el período para que la mayor parte del asentamiento ocurra, serán considerados en este capítulo y en el siguiente. Hallaremos que el mejor método de predicción involucrará ensayos de laboratorio con muestras obtenidas cuidadosamente ("sin perturbar"), pero los estimativos pueden hacerse utilizando métodos menos refinados.

El *creep* del suelo o *compresión secundaria* es un fenómeno en el cual las deformaciones del suelo continúan durante algún tiempo, luego de que los excesos de presión de poros se han disipado esencialmente y resultan re-

ducciones adicionales en la relación de vacíos. El *creep* del suelo constituye una parte mayor del asentamiento total para muchos suelos orgánicos o turbosos, y puede ser de interés para otros suelos. La predicción del *creep* del suelo también se considerará en este capítulo.

11-2 CONSOLIDACION DEL SUELO

Cuando la compresión de una masa de suelo depende del tiempo, ésta se denomina *consolidación.* Al igual que todos los asentamientos en el suelo, la consolidación es una deformación elastoplástica que resulta en una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento en los esfuerzos. La diferencia esencial entre compresión ordinaria y asentamiento por consolidación es que la *consolidación depende del tiempo.*

En la teoría de consolidación, se hacen las siguientes suposiciones:

1. El suelo es, y permanece, saturado ($S = 100\%$). Los asentamientos por consolidación pueden obtenerse para suelos no saturados, pero la predicción del tiempo para que ocurran esos asentamientos es muy poco confiable.
2. El agua y los granos del suelo son incompresibles.
3. Hay una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen [$a_v = \Delta e/\Delta p$, tal como se lo define en la (ec. 11-6)].
4. El coeficiente de permeabilidad K es una constante. Esto es esencialmente cierto in situ, pero en el laboratorio puede haber grandes errores asociados con esta suposición, los cuales tienden a producir error en el cálculo del tiempo para que ocurra el asentamiento.
5. La ley de Darcy es válida ($v = ki$).
6. Hay una temperatura constante. Un cambio en la temperatura entre 10 y 20° C (temperaturas típicas del campo y del laboratorio respectivamente), produce un cambio en la viscosidad del agua de alrededor del 30 por ciento. Es importante que el ensayo de laboratorio sea ejecutado a una temperatura conocida o preferiblemente a la temperatura in situ.
7. La consolidación es unidimensional (vertical), esto es, que no hay flujo lateral del agua o movimiento lateral del suelo. Esto es totalmente verdadero en los ensayos de laboratorio y parcialmente verdadero in situ.
8. Las muestras son sin perturbación. Este es un problema serio en el que no importa cuán cuidadosamente haya sido tomada la muestra, siempre se descarga de su presión in situ. Además, las presión hidrostática de poro debida al nivel de agua freática generalmente se pierde. En los suelos sensitivos, pueden resultar serios errores; en otros suelos, los efectos pueden ser mucho menores. La interpretación cuidadosa de la información puede reducir el efecto de los errores debidos al muestreo.

Las características de consolidación (o parámetros) de un suelo son el índice de compresibilidad C_c y el *coeficiente de consolidación* c_v. El índice de compresibilidad se relaciona con cuánta consolidación o asentamiento

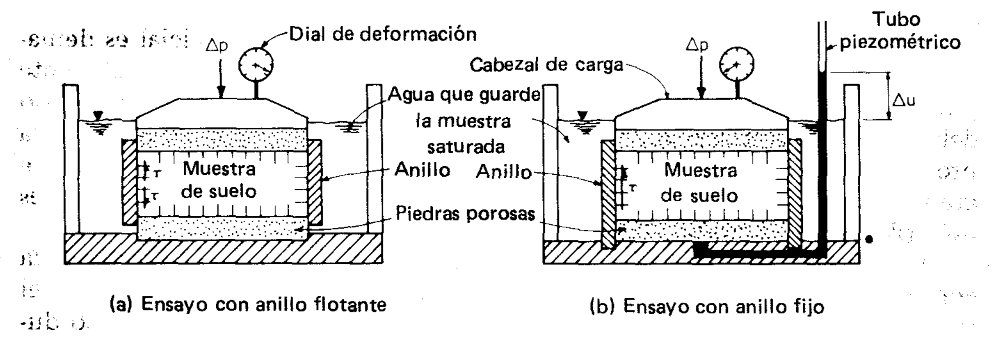


Figura 11-1 Esquema del ensayo de consolidación. La carga se aplica a la muestra a través del cabezal de carga sobre las piedras porosas de la muestra. En el ensayo del anillo flotante, la piedra porosa de la base provee drenaje lateral por debajo del anillo confinado y la compresión ocurre en ambas caras de la muestra de suelo. Los efectos por fricción para ambos ensayos se muestran cualitativamente. En el ensayo con anillo fijo, la muestra puede drenar sólo a través de la piedra porosa superior debido a el anillo está fijo a la base y así el agua de la base de la muestra (cualitativamente) asciende en el tubo piezométrico inmediatamente se aplique P, luego drena lentamente de regreso a la base y sube a través de la muestra de suelo. El tubo piezométrico (bureta de 100 ml, por ejemplo) puede usarse para ejecutar un ensayo de permeabilidad de cabeza variable y obtener el coeficiente de permeabilidad al finalizar cada incremento de carga y obtener k contra e.

tendrá lugar. El coeficiente de consolidación se relaciona con el tiempo en el que tendrá lugar una determinada cantidad de consolidación.

Los parámetros de consolidación pueden obtenerse (o al menos estimarse) de un ensayo de laboratorio de consolidación, esquemáticamente indicado en la fig. 11-1. La muestra del suelo cuidadosamente cortado (diámetros usuales desde 6.3 a 11.3 cm (2.5 a $4\frac{7}{16}$ pulg.) es confinada dentro de un anillo de metal confinante. La presión uniforme en el suelo se aplica a través del dispositivo de carga, y las piedras porosas permiten que el exceso de presión de poro debido al incremento de carga de escape libremente a medida que los vacíos del suelo se comprimen. Se utiliza un deformímetro o LVDT[1] para medir la cantidad de compresión a intervalos variables de tiempo; por lo tanto, pueden calcularse los cambios volumétricos.

Periódicamente se aplica un nuevo incremento de carga al suelo. Investigaciones (Leonards, 1962) han encontrado que los mejores resultados se obtienen cuando la carga se dobla produciendo una relación $\Delta p/p = 1$; por lo tanto, una secuencia típica sería 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200 kPa,[2] ó 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 16 ton/pie^2 en el sistema plbs. Hay también

---

[1] Transductor de desplazamientos de voltaje lineal.

[2] El lector puede consultar Bowles (1980) sobre un método de conversión de los equipos existentes para ensayos de consolidación en plbs y utilizar directamente esta secuencia de cargas.

indicios (Leonards, 1962) de que si el incremento de carga inicial es demasiado bajo, el gradiente del exceso de presión de poro puede no ser suficiente para iniciar el flujo del agua de los poros en algunos suelos arcillosos. Esto debe afectar sólo la parte inicial de la curva de relación de vacíos contra la presión, pues los incrementos posteriores de carga serán suficientemente grandes como para evitar este problema; además, parece que cargas iniciales del orden de 25 kPa son adecuadas para evitar este problema.

Las cargas del ensayo se cambian en la muestra cuando se completa la consolidación bajo el incremento corriente de carga. Puede tomarse como el tiempo durante el cual el deformímetro permanece sin cambio relativo durante tres sucesivas lecturas, y en donde el tiempo transcurrido a partir de cada lectura es aproximadamente el doble de el de la lectura anterior. Arbitrariamente se pueden cambiar las cargas cada 24 horas (por lo común se hace en los laboratorios comerciales para ensayos de suelos), lo que es generalmente satisfactorio para muestras con los espesores acostumbrados de 2 a 3 cm y usando equipos con anillos flotantes.

Los resultados de un ensayo de consolidación se presentan en forma de curvas de asentamientos (o lecturas del dial) contra tiempo, tal como se indica en las figs. 12-4*a* y *b* ó 12-5, y la relación de vacíos *e* contra log. de la presión, o la deformación contra log. de la presión, tal como se indica en la fig. 11-2. Algunas veces se utiliza un gráfico de *e* contra *p* en lugar de los gráficos semilogarítmicos, tal como se indica en la fig. 11-6. Obsérvese que en estos gráficos se utiliza la presión efectiva.

El gráfico semilogarítmico de *e* contra log. *p* o ϵ contra log. *p* para suelos cohesivos "sin perturbación"[3] tiene las siguientes características:

1. La rama inicial de la curva tiene una pendiente relativamente plana (debido principalmente a que la carga inicial constituye un incremento de presión muy pequeño que resulta menor que su sobre-carga in situ y debido también a la expansión del suelo por pérdida de la sobre-carga del sitio, lo cual siempre ocurre durante la recuperación de la muestra).
2. A una presión muy cercana a la sobrecarga in situ (p_o), la gráfica es muy curva y con más pendiente. Para arcillas relativamente no sensitivas, la curva es aproximadamente plana (fig. 11-3); para arcillas sensitivas[4] la curva es más pendiente (fig. 11-4).

---

[3] No existen las muestras sin perturbación, pero si los efectos de recuperación de la muestra son pequeños, se dice que es una muestra sin perturbar. Las muestras de bloques extraídas manualmente de un apique son de la mejor calidad, pero rara vez se da una justificación económica. Las muestras tomadas con tubos de pared delgada son más comunes y deben ser al menos 6 mm más grandes que el anillo de consolidación. Muestras "sin perturbar" es la terminología estándar para las muestras descritas aquí y será utilizada como tal en este texto.

[4] La sensitividad y el concepto de arcilla sensitiva contra insensitiva se definen y consideran en la sec. 13-8.

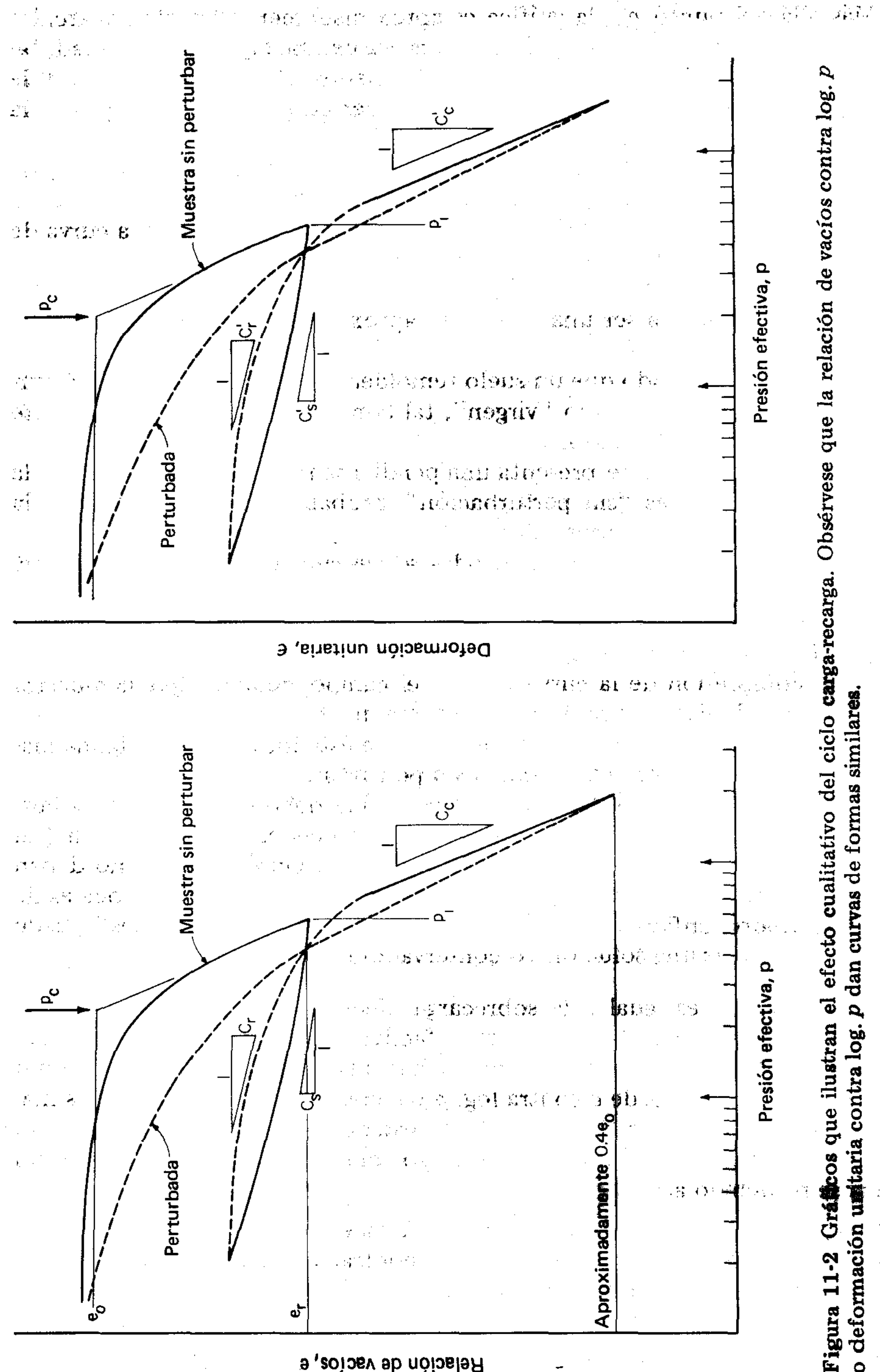


Figura 11-2 Gráficos que ilustran el efecto cualitativo del ciclo carga-recarga. Obsérvese que la relación de vacíos contra *log. p* o deformación unitaria contra *log. p* dan curvas de formas similares.

3. Más allá del punto p_o, la gráfica es aproximadamente lineal para arcillas insensitivas. Para arcillas sensitivas, la curva exhibe alguna concavidad, tal como se indica en la fig. 11-4. Esta pendiente relativamente fuerte y la característica de concavidad puede obedecer en parte a un colapso de la estructura a una presión mayor que p_o.
4. Si se carga a alguna presión una muestra de suelo sin perturbación, tal como p_1 en la fig. 11-2, el proceso de descarga y recarga hace que las curvas formen una curva de histéresis. Se ha encontrado que la curva de recarga toma consistentemente la forma general de la parte inicial de la curva de carga. Cuando el ciclo nuevo de recarga excede de p_1, la curva de recarga llegará a ser una extensión aproximada de la curva original de carga.
5. (*a*) Se ha encontrado que un suelo remoldeado siempre produce una curva de compresión tipo "virgen", tal como se indica cualitativamente en las figs. 11-3 a 11-5.
   (*b*) Esta curva siempre presenta una pendiente regular pero menor que la de las muestras "sin perturbación", probablemente debido a que la estructura es más orientada.
   (*c*) Cuando las muestras remoldeadas se descargan, las curvas de histéresis se forman tal como se indica en la fig. 11-2.
   (*d*) De (*b*) y (*c*) se concluye que:
      (*i*) La rama inicial de una muestra sin perturbar es una rama de recompresión de la curva virgen del campo, debido a que la muestra ha sido descargada de su sobrecarga in situ.
      (*ii*) Debe esperarse que la curva virgen esté localizada de alguna manera a la derecha de la curva sin perturbar.
      (*iii*) La curva de laboratorio sin perturbar debe corregirse con la curva "virgen" a fin de obtener los parámetros de compresión (tal como se indica en las figs. 11-3 a 11-5). Obsérvese que no deben utilizarse las correcciones a menos que e_o y e_c sean conocidas de modo confiable, porque "simplemente hacer correcciones" puede producir una solución no conservadora.

La presión p_c es igual a la sobrecarga efectiva in situ para acillas *normalmente consolidadas.* La sobrecarga efectiva se calcula a partir de la columna de suelo desde el punto de interés hasta la superficie. Si p_c [tal como se obtiene de las curvas de e contra log. p o ϵ contra log. p (fig. 11-2)] es mayor que la sobrecarga in situ, el suelo ha estado sometido en algún tiempo de su pasado geológico a una presión mayor que la actual p_o, y esta presión pasada se ha debido a:

1. Una mayor cantidad de sobrecarga que se ha erosionado desde entonces
2. El proceso de secado y los esfuerzos de contracción resultantes
3. Un cambio en el nivel de aguas freáticas
4. Una combinación de secado y humedecimiento en presencia de algunas sales de sodio, calcio o magnesio (particularmente en depósitos marinos que se han levantado)

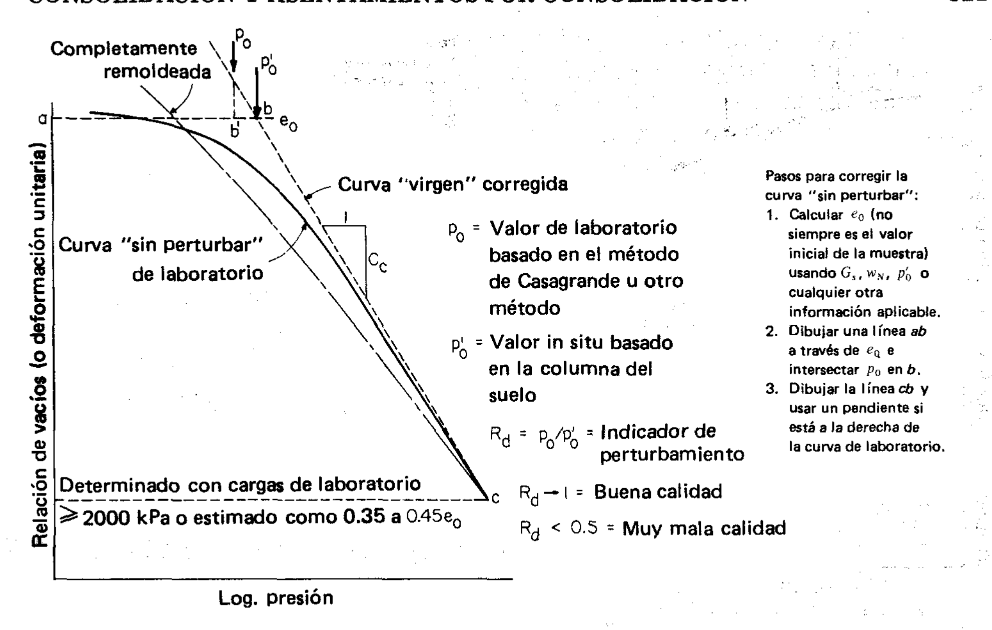


Figura 11-3 Curva cualitativa de la relación de vacíos (o deformación unitaria) contra log. p para una arcilla normalmente consolidada con una sensitividad $S_t < 4$.

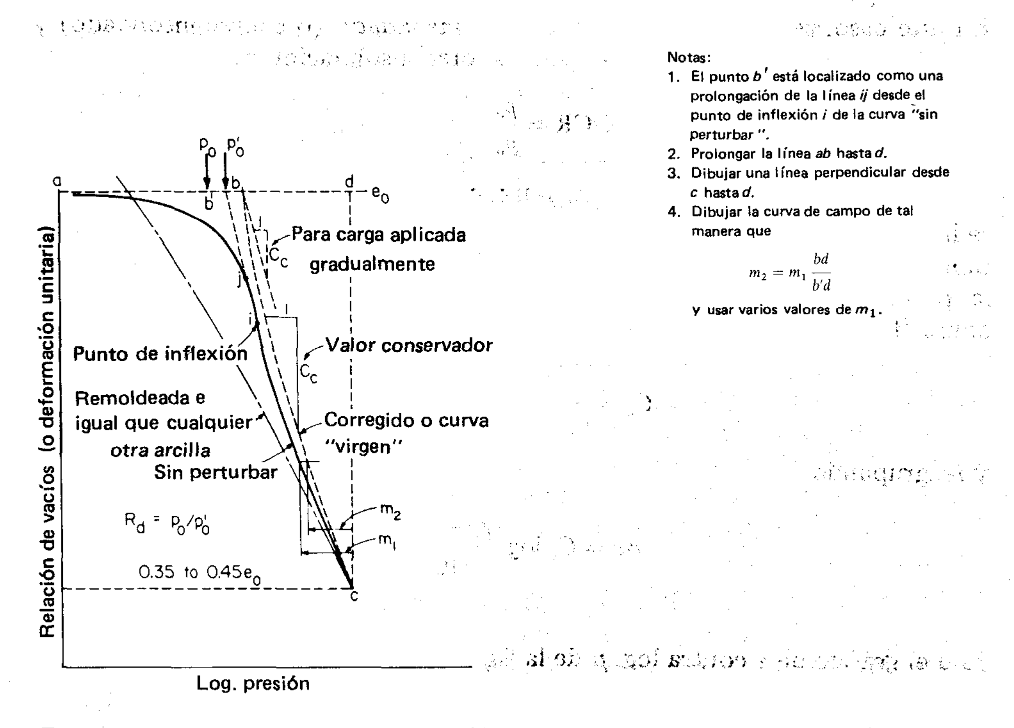


Figura 11-4 Curva cualitativa de la relación de vacíos (o deformación unitaria) contra log. p para un suelo sensitivo y del método para corregir C_c. (*Tomado de Terzaghi y Peck, 1967.*)

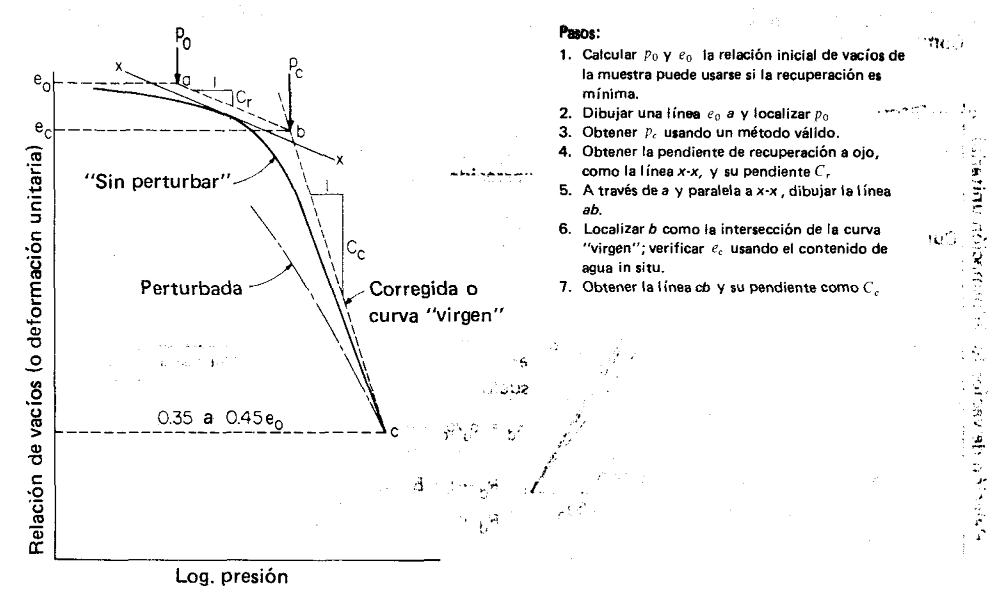


Figura 11-5 Corrección de la curva de laboratorio relación de vacíos (o deformación unitaria) contra log. *p* para suelos preconsolidados (*Tomado de Schmertmann, 1955.*)

En este caso, se dice que el suelo es *preconsolidado* (o sobreconsolidado) y se utiliza el símbolo p_c. La relación de sobreconsolidación es:

$$\text{OCR} = \frac{p_c}{p_o}$$

Para arcillas *normalmente* consolidadas, a medida que la presión in situ se incrementa desde p_o hasta $p_o + \Delta p = p_2$, la relación de vacíos debe disminuir en una cantidad Δe, tal como se indica en la fig. 11-2*a*. La pendiente de la porción lineal recta de la curva de compresión virgen puede denotarse como el índice de compresión C_c, calculado como

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log (p_o + \Delta p) - \log p_o}$$

y reagrupando,

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{11-1}$$

Para el gráfico de ϵ contra log. *p* de la fig. 11-2*b*,

$$\Delta \varepsilon = C_c' \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{11-2}$$

Análogamente y haciendo $p_2 = p_i + \Delta p$, se obtiene lo siguiente:

e contra log. p	**ϵ contra log. p**
Para descarga:	
$\Delta e = C_s \log \frac{p_2}{p_i}$	$\Delta \varepsilon = C'_s \log \frac{p_2}{p_i}$
Para recompresión:	
$\Delta e = C_r \log \frac{p_2}{p_i}$	$\Delta \varepsilon = C'_r \log \frac{p_2}{p_i}$

Donde Δe, $\Delta \varepsilon$ = cambio en la relación de vacíos o de deformaciones entre p_i y p_2

p_i = cualquier presión a lo largo de la curva apropiada

Existe una relación entre C'_c y C_c como sigue:

1. De la definición de relación de vacíos e, se obtiene

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = \frac{\Delta H}{H_s} = \Delta H \quad \text{cuando } H_s = V_s = 1.0$$

de donde:

$$\Delta H = C_c \log \frac{p_2}{p_1} \tag{a}$$

2. Introduciendo la relación de vacíos inicial e_o (o e in situ), podemos obtener para deformaciones

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta H}{H_i} = \frac{\Delta H}{H_s + H_v} = \frac{\Delta H}{1 + e_o}$$

Durante la compresión solamente los vacíos se comprimen; por lo tanto,

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta H}{1 + e_o} = \frac{\Delta H_y}{1 + e_o}$$

de donde

$$\frac{\Delta H_v}{1 + e_o} = C'_c \log \frac{p_2}{p_1} \tag{b}$$

Igualando las ecs. (a) y (b),

$$C_c \log \frac{p_2}{p_1} = C'_c(1 + e_o) \log \frac{p_2}{p_1}$$

y cancelando, se obtiene:

$$C_c' = \frac{C_c}{1 + e_o} \quad \textbf{(11-3)}$$

Las ecs. (11-1) y (11-2) pueden utilizarse para calcular Δe ó $\Delta \varepsilon$ en suelos preconsolidados cuando el valor de p_o es menor que el de p_c. Para estas condiciones, C_r, C_s, C_r' ó C_s' deben utilizarse, dependiendo de si se desea la descarga o la compresión (recompresión). Para asentamientos en suelos preconsolidados, el cambio en la relación de vacíos se calcula en dos etapas tal como sigue:

Etapa 1 Para $\Delta p + p_o \leq p_c$:

$$\Delta e_1 = C_r \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$
$$\Delta \varepsilon_1 = C_c' \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad \textbf{(11-4)}$$

Etapa 2 Para $p_2 = p_o + \Delta p > p_c$, i.e., cuando el incremento de la presión se extiende más allá de la presión de preconsolidación hasta la porción lineal del gráfico de presión, calcular esta extensión como $\Delta p' = p_o + \Delta p - p_c$. Los cambios adicionales en la relación vacíos (o en las deformaciones) se calculan de la siguiente forma:

$$\Delta e_2 = C_c \log \frac{p_c + \Delta p'}{p_c}$$
$$\Delta \varepsilon_2 = C_c' \log \frac{p_c + \Delta p'}{p_c} \quad \textbf{(11-5)}$$

El cambio total es la suma de los valores:

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2$$
$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2$$

Las ventajas principales de utilizar un gráfico de ϵ contra log. p en lugar de e contra log. p son:

1. Es posible utilizar un equipo electrónico que hace el dibujo a medida que se producen los cambios en el incremento de carga.
2. La mayoría de los gráficos pueden hacerse antes de completar el ensayo, debido a que H_i es conocido. Con frecuencia en un ensayo de consolidación, H_s (requerido para calcular la relación de vacíos) se obtiene de la altura final de la muestra y del secado del suelo en el horno para determinar el contenido de humedad de saturación, puesto que el suelo debe estar en este instante en un estado de dos fases.

3. El gráfico es más simple de hacer, con menos posibilidad de errores de cálculo.

4. El cálculo del asentamiento es simplemente $H\varepsilon$

11-3 GRAFICO ARITMETICO DE LAS RELACIONES DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

Ocasionalmente los gráficos de e contra p se hacen tal como se indica en la fig. 11-6. De una tangente a la curva, como se ilustra en la fig. 11-6, se obtiene el *coeficiente de compresibilidad* a_v así

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad \text{unidades de } L^2F^{-1} \tag{11-6}$$

Ignore el signo negativo de Δe contra Δp. *El coeficiente de compresibilidad volumétrico*, m_v, se define como

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_o} = \frac{\Delta e}{\Delta p(1+e_o)} \quad \text{unidades de } L^2F^{-1} \tag{11-7}$$

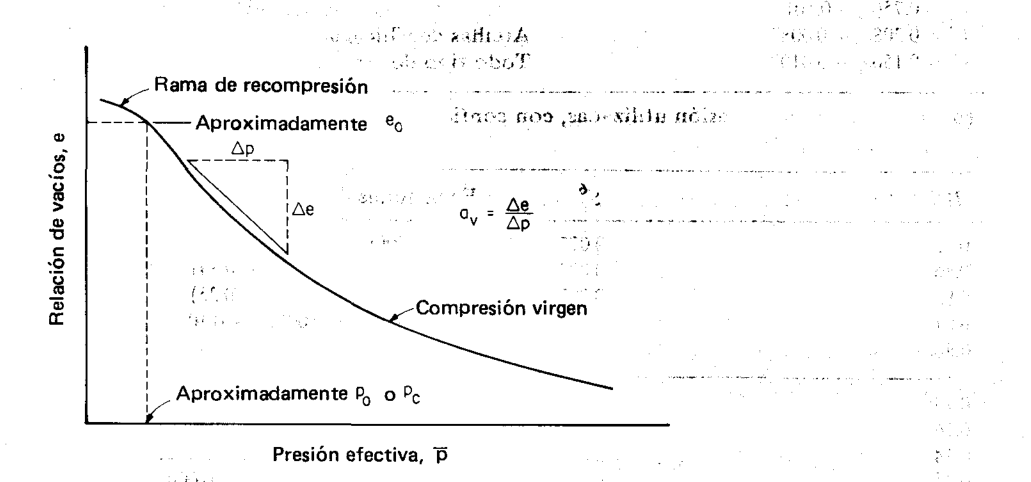


Figura 11-6 Gráfico aritmético de e contra presión (efectiva) para obtener el coeficiente de compresibilidad a_v. Obsérvese que a_v es marcadamente dependiente de la localización de la tangente y no es una constante.

La localización de la tangente para a_v debe aproximarse al p_o in situ Δp de las cargas anticipadas.

11-4 METODOS APROXIMADOS PARA DETERMINAR C_c Y C_c'

Debido al tiempo involucrado en el desarrollo de un ensayo de consolidación para obtener C_c, es deseable relacionar el índice de compresión con algunas otras propiedades índices que sean fácilmente determinadas. Azzouz y otros en 1976 indicaron algunas ecuaciones tal como se indica en la tabla 11-1.

Tabla 11-1 Ecuaciones empíricas y de regresión para C_c y C_c' como se indica[5]

(a) Ecuaciones de algunas fuentes bibliográficas para C_c y C_c'

Ecuaciones	Regiones de aplicación
$C_c = 0.007(w_L - 7)$	Arcillas remoldeadas
$C_c = 0.01w_N$	Arcillas de Chicago
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	Todo tipo de arcillas
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos; limo, arcillas limosas, arcilla
$C_c = 0.0115w_N$	Suelos orgánicos, turbas, limos y arcillas orgánicas
$C_c = 0.0046(w_L - 9)$	Arcillas del Brasil
$C_c = 1.21 + 1.055(e_o - 1.87)$	Arcillas jaspeadas de la ciudad de San Paulo
$C_c = 0.009(w_L - 10)$	Arcillas normalmente consolidadas
$C_c = 0.75(e_o - 0.50)$	Suelos con baja plasticidad
$C_c' = 0.208e_o + 0.0083$	Arcillas de Chicago
$C_c' = 0.156e_o + 0.0107$	Todo tipo de arcillas

(b) Ecuaciones de regresión utilizadas, con confiabilidad R y coeficiente de variación S como se indica

R	S[6]	Ecuaciones de regresión
0.85	0.077	$C_c = 0.40(e_o - 0.25)$
0.86	0.074	$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L - 0.34)$
0.85	0.007	$C_c = 0.40(e_o + 0.001w_N - 0.25)$
0.81	0.085	$C_c = 0.009w_N = 0.002w_L - 0.10$
0.86	0.074	$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$
0.74	0.038	$C_c' = 0.14(e_o + 0.007)$
0.76	0.039	$C_c' = 0.126(e_o + 0.003w_L - 0.06)$
0.74	0.038	$C_c' = 0.142(e_o - 0.0009w_N - 0.006)$
0.71	0.040	$C_c' = 0.003w_N + 0.0006w_L - 0.004$
0.76	0.037	$C_c' = 0.135(e_o + 0.01w_L - 0.002w_N - 0.06)$

[5] De Azzouz *et al*, (1976), editados.

[6] Un valor menor de S es preferible, que indica no mucha interdependencia entre las variables.

Símbolos: e_o = relación de vacíos in situ w_N = contenido de agua in situ; w_L = límite líquido.

Terzaghi y Peck (1967), basados en investigaciones sobre arcillas sin perturbar de baja a mediana sensitividad, propusieron

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \tag{11-8}$$

que tiene un intervalo de confiabilidad de más o menos 30%. Esta ecuación es ampliamente utilizada para hacer los estimativos de asentamientos iniciales de consolidación, no obstante su intervalo de confiabilidad indicado. Esta ecuación no deberá utilizarse cuando la sensitividad de la arcilla sea mayor de cuatro 4 y en ninguna circunstancia cuando $S_t > 8$.

11-5 DETERMINACION DE LA PRESION DE PRECONSOLIDACION

La presión de preconsolidación puede estimarse con suficiente precisión utilizando el sentido común y extendiendo la porción recta de la curva de e contra log. p o ϵ contra log. p hasta un punto en donde aproximadamente quiebren las dos ramas de la curva. Alternativamente, se puede utilizar un método propuesto por Casagrande (1936) para obtener el p_c aproximado tal como sigue (refiérase a la fig. 11-7):

1. Estimar a ojo el punto de mayor curvatura y dibujar la línea tangente por este punto.
2. A través del punto de tangencia, dibujar una línea horizontal para formar el ángulo α.
3. Bisectar el ángulo α.
4. Prolongar la porción recta de la curva hasta intersectar la bisectriz del ángulo α, descrita en el numeral 3.

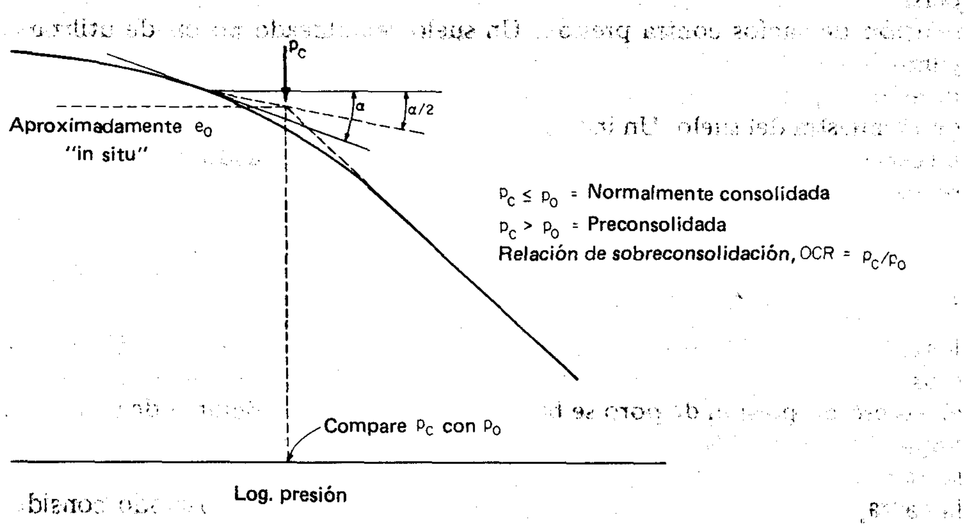


Figura 11-7 Método de Casagrande para obtener la presión de preconsolidación.

La intersección obtenida en el numeral 4 da p_c (proyectado verticalmente hacia el eje de presiones) y e_o (proyectado al eje de relación de vacíos). Si $p_c \cong p_o$, el suelo es quiza normalmente consolidado, teniendo en cuenta que cualquier perturbación obedece al remoldeo. Si $p_c > p_o$, el suelo es preconsolidado.

11-6 ESTRUCTURA DEL SUELO Y CONSOLIDACION

La consolidación es el rompimiento gradual de la estructura del suelo. La forma de la curva de relación de vacíos contra la presión es un indicativo de los cambios que tienen lugar en la muestra. Considerando la fig. 11-3, uno puede notar que se dan pequeños cambios en la estructura bajo incrementos de carga hasta alcanzar la presión p_o (o p_c). La razón para esto es que el suelo estaba acostumbrado a una presión debida a la sobrecarga natural o a una presión de preconsolidación y ha alcanzado el equilibrio bajo este esfuerzo. Sólo cuando las presiones aplicadas exceden esta condición de equilibrio, la estructura del suelo presenta de nuevo cambios significativos.

Sin embargo, si el suelo es sensitivo al remoldeo, lo que puede causar el colapso de la estructura, puede obtenerse una curva como la que se indica en la fig. 11-4. De nuevo, hasta p_o, la estructura del suelo presenta pequeños cambios. Cuando la presión aplicada excede de p_o, la estructura esencialmente falla (o hay colapso) y se obtiene un gráfico muy pendiente (o un quiebre) en la curva relación de vacíos contra presión.

Un suelo completamente remoldeado pierde todas las características de su estructura natural. Cuando se carga en un ensayo de consolidación, las partículas, que generalmente tienden a estar en un estado de estructura dispersa, son forzadas a juntarse aún más cerca, resultando una curva suave de relación de vacíos contra presión. Un suelo remoldeado no puede utilizarse para obtener la presión de preconsolidación. De aquí que la precisión de la presión de preconsolidación medida depende mucho del grado de remoldeo de la muestra del suelo. Un indicativo del remoldeo de la muestra puede establecerse para suelos normalmente consolidados utilizando la relación de remoldeo R_d, indicada en las figs. 11-3 y 11-4.

11-7 COMPRESION SECUNDARIA

Estrictamente hablando, la consolidación es la reducción de la relación de vacíos que tiene lugar bajo condiciones de exceso de presión de poro. Cuando el exceso de presión de poro se ha disipado bajo las condiciones de una carga impuesta, la consolidación (con frecuencia llamada consolidación *primaria*) se completa (ver fig. 12-4). Realmente, el suelo continúa comprimiéndose bajo la carga, aunque a una velocidad mucho menor, por algún período considerable después de que la consolidación se ha completado. La compresión que

La intersección obtenida en el numeral 4 da p_c (proyectado verticalmente hacia el eje de presiones) y e_o (proyectado al eje de relación de vacíos). Si $p_c \cong p_o$, el suelo es quiza normalmente consolidado, teniendo en cuenta que cualquier perturbación obedece al remoldeo. Si $p_c > p_o$, el suelo es preconsolidado.

11-6 ESTRUCTURA DEL SUELO Y CONSOLIDACION

La consolidación es el rompimiento gradual de la estructura del suelo. La forma de la curva de relación de vacíos contra la presión es un indicativo de los cambios que tienen lugar en la muestra. Considerando la fig. 11-3, uno puede notar que se dan pequeños cambios en la estructura bajo incrementos de carga hasta alcanzar la presión p_o (o p_c). La razón para esto es que el suelo estaba acostumbrado a una presión debida a la sobrecarga natural o a una presión de preconsolidación y ha alcanzado el equilibrio bajo este esfuerzo. Sólo cuando las presiones aplicadas exceden esta condición de equilibrio, la estructura del suelo presenta de nuevo cambios significativos.

Sin embargo, si el suelo es sensitivo al remoldeo, lo que puede causar el colapso de la estructura, puede obtenerse una curva como la que se indica en la fig. 11-4. De nuevo, hasta p_o, la estructura del suelo presenta pequeños cambios. Cuando la presión aplicada excede de p_o, la estructura esencialmente falla (o hay colapso) y se obtiene un gráfico muy pendiente (o un quiebre) en la curva relación de vacíos contra presión.

Un suelo completamente remoldeado pierde todas las características de su estructura natural. Cuando se carga en un ensayo de consolidación, las partículas, que generalmente tienden a estar en un estado de estructura dispersa, son forzadas a juntarse aún más cerca, resultando una curva suave de relación de vacíos contra presión. Un suelo remoldeado no puede utilizarse para obtener la presión de preconsolidación. De aquí que la precisión de la presión de preconsolidación medida depende mucho del grado de remoldeo de la muestra del suelo. Un indicativo del remoldeo de la muestra puede establecerse para suelos normalmente consolidados utilizando la relación de remoldeo R_d, indicada en las figs. 11-3 y 11-4.

11-7 COMPRESION SECUNDARIA

Estrictamente hablando, la consolidación es la reducción de la relación de vacíos que tiene lugar bajo condiciones de exceso de presión de poro. Cuando el exceso de presión de poro se ha disipado bajo las condiciones de una carga impuesta, la consolidación (con frecuencia llamada consolidación *primaria*) se completa (ver fig. 12-4). Realmente, el suelo continúa comprimiéndose bajo la carga, aunque a una velocidad mucho menor, por algún período considerable después de que la consolidación se ha completado...

tiene lugar después de que la consolidación ha terminado es la *compresión secundaria* o *creep* (también llamada *consolidación secundaria*).

La evaluación de la cantidad de compresión secundaria es difícil y, con frecuencia, se ignora, especialmente en suelos inorgánicos; sin embargo, el *creep* puede ser el principal asentamiento en suelos muy orgánicos (Weber, 1969). Lo (1961) realizó un estudio extenso del problema y concluyó que la compresión secundaria puede:

1. Disminuir gradualmente con el tiempo
2. Continuar a una velocidad proporcional al logaritmo del tiempo
3. Experimentar un incremento sorpresivo en la velocidad de compresión

En todos los casos, sin embargo, la compresión secundaria finalmente se detiene.

De las observaciones de las curvas de asentamientos contra log. del tiempo, tal como las de la fig. 12-4, dibujadas para tiempos suficientemente grandes que permiten observar también el intervalo de compresión secundaria, parece que la forma general de la curva de compresión secundaria es constante para un suelo particular. Si la pendiente de la rama secundaria es constante, es necesario solamente continuar un incremento único de carga durante un tiempo suficiente para determinar la pendiente básica en un gráfico de asentamiento contra log. de tiempo; entonces, la rama de compresión secundaria para otros incrementos de carga es aproximadamente paralela *cuando se dibuja con la misma escala de los asentamientos.* Esto podría resultar en un ahorro de tiempo durante el ensayo de consolidación permitiendo el cambio de cargas más temprano (ejemplo, tan pronto se estime que se ha obtenido un punto de la curva en la región de compresión secundaria).

Un *coeficiente de compresión secundaria* C_α puede obtenerse del gráfico de asentamiento contra el log. de tiempo (fig. 12-4) como

$$C_\alpha = \frac{\Delta H/H_i}{\log\left[(t_i + \Delta t)/t_i\right]} \tag{11-9}$$

o, como $\Delta H_s/H_i = \Delta\varepsilon$,

$$C_\alpha = \frac{\Delta\varepsilon}{\log\left[(t_i + \Delta t)/t_i\right]} \tag{11-9a}$$

y el asentamiento secundario ΔH_s es

$$\Delta H_s = HC_\alpha \log \frac{t_i + \Delta t}{t_i} \tag{11-10}$$

11-8 CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

El asentamiento de un estrato de suelo en función del tiempo, puede calcularse utilizando los parámetros de consolidación (referencia fig. 11-8) tal como sigue:

Por proporción,

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e}$$

o, el asentamiento

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H \tag{a}$$

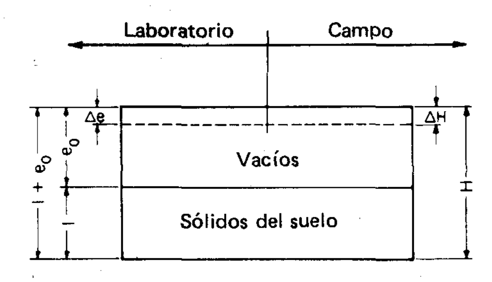


Figura 11-8 Asentamiento de una muestra de suelo o de una capa de suelo de espesor *H* in situ.

Reemplazando Δe de la ec. (11-1), se obtiene

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{11-11}$$

Alternativamente, debido a que $C_c' = C_c/(1 + e)$, se obtiene de la ecuación (*a*)

$$\Delta H = C_c' H \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{11-12}$$

Lo cual es equivalente a

$$\Delta H = H\varepsilon \tag{11-12a}$$

Obsérvese que, por analogía, también se puede utilizar C_s, C_s', C_r y C_r' en la ecuación (11-9), dependiendo del parámetro y de las condiciones in situ de p_o, p_c y Δp.

La sobrecarga efectiva in situ p_o puede contener de alguna manera error, debido a que con frecuencia las técnicas de exploración en el campo dan solamente una aproximación de los pesos unitarios. Se suele calcular el peso unitario de los suelos friccionantes. El peso unitario de un suelo cohesivo puede obtenerse con razonable precisión utilizando el método de Bowles (1980), pero, una vez más, frecuentemente se calculan los valores. Los estimados generalmente tienden a ser bajos, lo cual incrementa el cálculo de asentamientos y resulta conservador. Debe tenerse cuidado, sin embargo, en no ser demasiado conservador.

El valor del coeficiente de compresibilidad a_v del gráfico aritmético puede utilizarse en la ec. (a) para obtener

$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e}\,\Delta p H = m_v\,\Delta p H \tag{11-13}$$

Obsérvese que con las unidades de $m_v = 1/E_s$, la ec. (11-13) está simplemente utilizando la ecuación de mecánica de materiales $\delta = \sigma L/E$, donde tenemos

$$\Delta H = \frac{\Delta p H}{E_s} = H\varepsilon$$

11-9 EJEMPLOS

Ejemplo 11-1

DADO El gráfico de e contra log. p en la fig. E11-1.

SE PIDE Calcular C_c, C_s, C_c' y C' si $H = 2$ cm

SOLUCION Para C_c: $\Delta e = 0.80 - 0.51 = 0.29$

$$p_2 = 2000 \text{ kPa} \qquad p_1 = 800 \text{ kPa}$$

$$C_c = \frac{0.29}{\log \frac{20}{8}} = \frac{0.29}{0.398} = 0.73$$

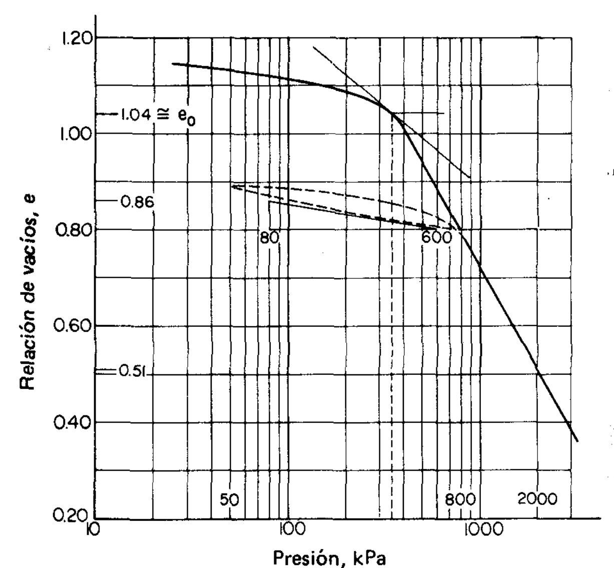


Figura E11-1

$$\text{Para } C_s: \Delta e = 0.86 - 0.80 = 0.06$$

$$p_2 = 80 \qquad p_1 = 600 \text{ kPa}$$

$$C_s = \frac{0.06}{\log \frac{8}{60}} = \frac{0.06}{0.875} = 0.069$$

Obsérvese que estrictamente, $C_s = -0.069$
Calculando C'_c y C'_s

$$C'_c = \frac{C_c}{1 + e_o} = \frac{0.73}{1 + 1.04} = 0.36$$

$$C'_s = \frac{C_s}{1 + e_o} = \frac{0.069}{1 + 1.04} = 0.033$$

Nota: El autor no intentó "corregir" C_c o C'_c, debido a que e_o no se conocía exactamente (ver problema 11-1).

Ejemplo 11-2

DADO La curva de ϵ contra log. p y el perfil de suelos indicado en la fig. E11-2.

SE PIDE Calcular el asentamiento esperado para la carga que produce la presión neta indicada en el perfil del estrato de arcilla.

SOLUCION Los cálculos de asentamientos se basan en valores *promedios* de p_o', C'_c y e_o a lo largo de un espesor H del estrato considerado. Suponga que C'_c es constante en todos los 9 m de espesor del estrato de arcilla.

Paso 1 Calcular el promedio de p_o'. Debido a que p_o varía linealmente, el valor en la mitad de la profundidad es también el valor promedio en el estrato.

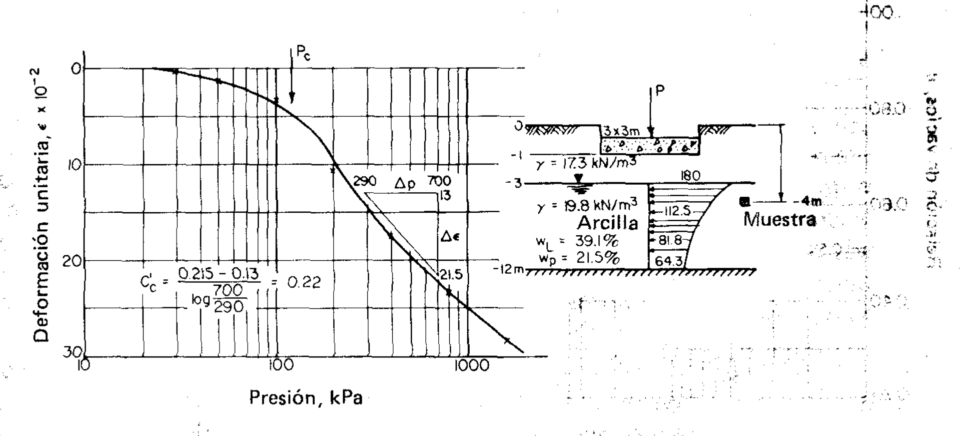


Figura E11-2

$$3(17.3) = 51.9 \text{ kPa}$$
$$+\ 4.5(19.8 - 9.807) = 44.97 \text{ kPa}$$
$$p_o = 96.87 \text{ kPa}$$

Debido a que el valor estimado p_c de la curva de ϵ contra log. p indica 120 kPa (y también w_N está más cercano a w_P que a w_L), suponga que el estrato es moderadamente preconsolidado.

Paso 2 Calcular el promedio Δp utilizando el perfil de presiones indicado (que podría obtenerse utilizando el método de Boussinesq indicado en la sec. 10-7). Integrar numéricamente para hallar el área del diagrama, y observar que el área es $H_c\ \Delta p_{\text{promedio}}$.
Use la regla del trapecio [ec. (10-15)] para obtener el área.

$$A = H\ \Delta p = 3\left(\frac{180 + 64.3}{2} + 112.5 + 81.8\right) = 949.35$$

$$\Delta p = \frac{949.35}{9} = 105.5 \text{ kPa}$$

Paso 3 Calcular el asentamiento esperado utilizando C_c', mostrado en la fig. E11-2. Obsérvese que el valor indicado no utilizó la corrección de la curva virgen.

$$\Delta H = C_c' H \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

$$= 0.22(9) \log \frac{96.9 + 105.5}{96.9}$$

$$= 0.22(9)(0.3199) = 0.633 \text{ m}$$

Este es un asentamiento grande que muy pocos edificios podrían tolerar. Es de esperar este asentamiento tan grande considerando la forma de la curva ϵ contra log. p y el valor relativamente alto de w_N. Además, el espesor del estrato de arcilla es grande. El lector debiera preguntarse si el autor ha refinado los cálculos para incluir efectos de preconsolidación basados en un C_r' aproximado de 0.15.

11-10 CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

De un análisis cuidadoso del material y de las ecuaciones presentados en este capítulo, es evidente que pueden utilizarse algunos métodos para controlar asentamientos por consolidación.

1. Debido a que la relación de $(p_o + \Delta p)/p_o$ es un valor significativo, es evidente que el control de $p_o + \Delta p$ puede llevarse a cabo por excavación del suelo de tal manera que

$$p_o - p_{\text{exc}} + \Delta p \rightarrow p_o$$

Si esto se hace, tendremos

$$\frac{p_o + \Delta p}{p_o} = \frac{p_o}{p_o} = 1 \qquad \text{y} \qquad \log 1 = 0$$

es decir, si se excava una suficiente cantidad de suelo, no había ningún asentamiento. Esto se hace comúnmente y produce una cimentación "flotante".

2. Debido a que C_r es menor que C_c, si tenemos suficiente tiempo podremos precargar (preconsolidar) el suelo. Esto se hace frecuentemente así:

   (*a*) Colocando un terraplén de relleno
   (*b*) Donde se presenta una superficie impermeable de suelo, construyendo un dique y llenando el embalse con agua
   (*c*) Encerrando la zona de interés con una membrana impermeable al aire y produciendo un vacío en el suelo debajo de la membrana, de tal manera que la presión diferencial de aire produzca una sobrecarga
   (*d*) Bajando el nivel de agua para incrementar la presión efectiva

11-11 RESUMEN

Se han presentado algunos métodos para utilizar la información de un ensayo de consolidación y obtener los parámetros de asentamientos, que se resumen tal como sigue:

e contra log. *p*	ϵ contra log. *p*	*e* contra *p*
Indice de compresión C_c	Relación de compresión C'_c	Coeficiente de compresibilidad a_v
Indice de recompresión C_r	Relación de recompresión C'_r	Coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v
Indice de recuperación C_s	Relación de recuperación C'_s	

También se han presentado algunas relaciones empíricas (tabla 11-1) para C_c y C'_c.

El uso de los parámetros de asentamientos se ha ilustrado en el cálculo de asentamientos por consolidación. Se han examinado los conceptos de la historia previa de esfuerzos y el efecto de la preconsolidación p_c, y de las observaciones de las curvas de carga-descarga-recarga de *e* contra log. *p* para muestras remoldeadas, se ha desarrollado un método para obtener p_c. El lector

debería notar cuidadosamente que todas las ecuaciones para asentamientos por consolidación son:

$$\Delta H = \int_{H_1}^{H_2} \varepsilon \, dh \rightarrow \sum_{i=1}^{n} H_i \varepsilon$$

de donde:

1. Δp es el incremento promedio de presión en el incremento de estratos H_i o del espesor total del estrato, lo que es preferible debido a que simplifica los cálculos.
2. e_o es el valor promedio de la relación de vacíos in situ y no el valor de la muestra. La ec. (11-1) indica que e_o varía logarítmicamente con la profundidad. Por ejemplo, si H_i = 1 a 2 m se puede utilizar el promedio en la parte inferior o la parte superior o simplemente el valor a la mitad de la altura. Para estratos más gruesos, deberían calcularse varios valores e integrarse numéricamente utilizando la ec. (10-15) para obtener el "mejor" valor de e_o.
3. p_o es el promedio de la *presión efectiva existente* in situ en un estrato de espesor H_i. El valor a la mitad de la altura se utiliza comúnmente, debido a que la variación es lineal con la profundidad si suponemos un peso unitario constante. Esto producirá un pequeño error, debido a que hay algún incremento en los pesos unitarios con la profundidad junto con una disminución en e_o

También se ha considerado la compresión secundaria, o *creep*. Análisis cuidadosos de los cálculos de asentamientos secundarios indican que simplemente se pueden calcular como

$$\Delta H = H\varepsilon$$

debido a que el término C_α es simplemente una deformación dependiente del tiempo.

PROBLEMAS

11-1 En el ejemplo 11-1, si se sabe que e_o = 1.15, ¿cuál es el valor corregido de C_c? Si G_s = 2.72, ¿cuál es el valor de w_N in situ?

Respuesta: $C_c \cong 0.84$; $w_N = 42.3\%$

11-2 Recalcular el asentamiento del ejemplo 11-2 utilizando C_r y C_c. Si la zapata se coloca en la arcilla (2 m más abajo), ¿cuál es el asentamiento aproximado?

Respuesta: $\Delta H \cong 0.47$ m.

11-3 A continuación se da la siguiente información de relación de vacíos contra presión de un ensayo de laboratorio. La altura inicial de la muestra es 20.00 mm y el diámetro = 62.3 mm.

p, kPa	Ensayo 1 Relación de vacíos e	Ensayo 2 Relación de vacíos e
0	1.02	1.11
25	0.98	1.09
50	0.975	1.085
100	0.954	1.079
200	0.880	0.942
400	0.781	0.831
800	0.688	0.762
1600	0.575	0.705
3200	—	0.638

SE PIDE: El gráfico e contra p y e contra log. p del ensayo asignado y obtener:
(*a*) El coeficiente de compresibilidad a_v
(*b*) El coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v
(*c*) El índice de compresión C_c
Respuesta parcial: Ensayo 1, $C_c = 0.35$.

11-4 Para el ensayo de suelo asignado en el problema 11-3, calcular de nuevo la información de relación de vacíos utilizando la altura y el diámetro dados para obtener las correspondientes deformaciones, y dibujar ϵ contra log. p y obtenga C_c'.
Respuestas parciales: Ensayo 1, $\epsilon_{25} = 0.0198$; $\epsilon_{1600} = 0.220$; $C_c' = 0.18$ y usando $e_0 = 1.02$

11-5 Si la muestra utilizada en el problema 11-3 para dibujar y obtener C_c' o C_c viene del estrato que se indica en la fig. P11-5,
(*a*) Obtener la presión de preconsolidación p_c y determinar si el suelo es preconsolidado,
Respuesta: Ensayo 1, $R_d \cong 1.06$.
(*b*) Obtener el asentamiento esperado H si el estrato de arcilla tiene 3 m de espesor y el incremento promedio de las presiones es $\Delta p = 25$ kPa.
Respuesta: Ensayo 1, $\Delta H \cong 4$ cm.

11-6 Dada la siguiente información de ensayos de consolidación, dibujar e contra log. p, calcular C_c y C_r, y hallar p_c.

	Relación de vacíos e		
p, kN/m^2	Primera carga	Descarga	Recarga
0	1.20	1.04	—
5	1.18	1.00	1.01
12.5	1.17	0.981	0.990
25	1.15	0.949	0.968
50	1.12	0.923	0.945
100	1.07	0.880	0.917
200	0.99	0.865	0.888
400	0.855		0.843
800			0.734
1600			0.589

Respuesta parcial: $p_c \cong 110$ kPa.

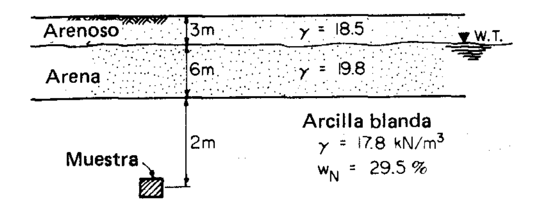


Figura P11-5

11-7 Con la información obtenida en el problema 11-6 obtener las correspondientes deformaciones ϵ suponiendo que la muestra tuviera 20 mm × 63.5 mm de diámetro, y obtener C'_c, C'_r y p_c.

11-8 Si la muestra utilizada en el problema 11-6 (u 11-7) viene de un sitio como el indicado en la fig. P11-8, ¿es el suelo preconsolidado? Si el perfil de presiones debido a la carga superficial es como el que se indica, ¿cuál es el asentamiento esperado por consolidación?

Respuestas parciales: Sí; $p_c \cong 110$ contra 41.6 kPa; $\Delta H \cong 1.7$ cm.

Figura P11-8

Capítulo 12

Velocidad de consolidación

12-1 EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

El segundo parámetro de interés en la consolidación a partir de un ensayo de consolidación es el *Coeficiente de consolidación* c_v. Este parámetro se obtiene de una ecuación que va a desarrollarse en los siguientes párrafos y de un valor del tiempo obtenido de un gráfico de asentamiento (o deformación) contra log. de tiempo ($\sqrt{\text{tiempo}}$).

La ecuación para c_v se desarrolla con base *en un flujo unidimensional* y en *condiciones saturadas del suelo* (suposiciones 1 y 7 de la sec. 11-2). Debido a que la consolidación bajo estas condiciones depende directamente de la expulsión de agua de los poros del suelo, se pueden desarrollar las ecuaciones necesarias considerando la continuidad del flujo (ref. fig. 12-1) como

$$Q_{\text{entra}} = v_y\, dx\, dz\, dt \qquad Q_{\text{sale}} = \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y}\, dy\right) dx\, dz\, dt$$

y el cambio volumétrico como un proceso de velocidad es

$$\text{Cambio volumétrico} = \frac{\partial V}{\partial t}\, dt = Q_{\text{sale}} - Q_{\text{entra}}$$

Igualando como se indica, se obtiene

$$\frac{\partial v_y}{\partial y}\, dy\, dx\, dz\, dt = \frac{\partial V}{\partial t}\, dt \tag{a}$$

Debido a que los granos del suelo y el agua son incompresibles para todo propósito práctico y para las presiones involucradas, el cambio en el volumen del suelo se debe a un cambio en el volumen de los vacíos del suelo, o

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \tag{b}$$

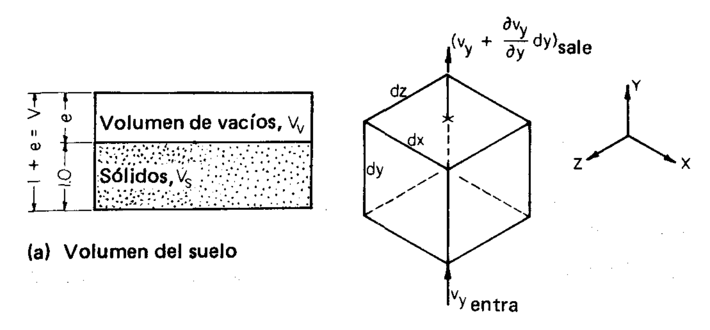


Figura 12-1 Idealización del suelo y del flujo del fluido para el desarrollo de la teoría de consolidación unidimensional.

La definición de la relación de vacíos da

$$V_v = eV_s$$

y diferenciando con respecto al tiempo y usando la regla del producto, se obtiene

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} = e \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t}$$

Observando que $e(\partial V_s/\partial t) = 0$, debido a que no hay cambio en el volumen de los granos del suelo, tenemos

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} \qquad (c)$$

Según la fig. 12-1, obsérvese que $V_s/V = 1/(1+e)$, y despejando V_s, se obtiene

$$V_s = \frac{V}{1+e} = \frac{dx\,dy\,dz}{1+e} \qquad (d)$$

Reemplazando la ec. (*d*) en la ec. (*c*) y multiplicando por dt,

$$\frac{\partial V}{\partial t} dt = \frac{dx\,dy\,dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} dt \qquad (e)$$

Reemplazando la ec. (*e*) en la ec. (*a*) y suprimiendo el producto de los cuatro diferenciales, se obtiene

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \qquad (f)$$

A partir de la suposición 3 de la sec. 11-2, que existe una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio volumétrico, y observando que el cambio vo-

lumétrico depende de la expulsión de agua de los poros del suelo cuando está saturado, se obtiene

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{de}{dp}\,\frac{\partial u}{\partial t} = a_v\,\frac{\partial u}{\partial t} \tag{g}$$

donde $a_v = de/dp$ (o $\Delta e/\Delta p$), el coeficiente de compresibilidad
u = la presión de agua en los poros

Según la ley de Darcy, la velocidad del agua es $v = ki$, y con la cabeza total $h = u/\gamma_w$, tenemos

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} = \frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial_y^2} \tag{h}$$

Sustituyendo las ecs. (*h*) y (*g*) en la ec. (*f*), se obtiene

$$\frac{a_v}{1+e}\,\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$$

reagrupando

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$$

lo que puede escribirse así

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v\,\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \tag{i}$$

donde

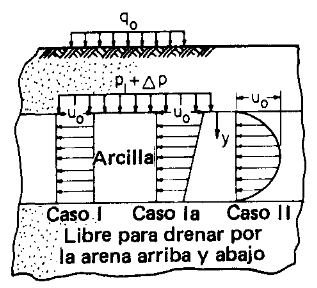
$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \tag{12-1}$$

La solución de la ec. (*i*) toma la forma (Taylor, 1948) de una serie para dar el valor instantáneo del exceso de presión de poro *u* en un punto específico de la masa de suelo como

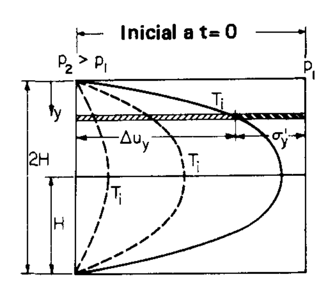
$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H}\int_0^H u_i \operatorname{sen}\frac{n\pi y}{H}\,dy\right)\left(\operatorname{sen}\frac{n\pi y}{H}\right)\exp\left(-\frac{1}{4}n^2\pi^2 T\right) \tag{12-2}$$

donde n = número entero (generalmente 0, 2, 3 y 4 son suficientes)
y = profundidad en el estrato de longitud de drenaje H
H = longitud de la trayectoria máxima de drenaje en una muestra de suelo o en un estrato
T = número adimensional denominado factor tiempo, o

$$T = \frac{c_v t_i}{H^2} \tag{12-3}$$



(a) Suposiciones de distribución de excesos de presión de poros en una capa de arcilla que consolida bajo la acción de una carga de cimentación q_o causando un incremento de esfuerzos de p_1 a $p_1+\Delta q$.



(b) Distribución de presiones de poro con tiempos T_i (Observe que T= f(tiempo)) y profundidad en el estrato.

Figura 12-2 Suposiciones de distribución de excesos de presión de poros para un esfuerzo efectivo incrementado en un estrato y distribución cualitativa de presión de poros como una función del tiempo transcurrido.

t_i = tiempo de interés
u_i = distribución inicial de la presión de poro; úsese variación lineal, constante sinusoidal, o cualquier otra forma

Para el caso de presión hidrostática inicial constante (o cualquier variación lineal), la ec. (12-2) se simplifica en la siguiente expresión

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_i}{M} \operatorname{sen} \frac{My}{H} \exp -M^2T \qquad \textbf{(12-4)}$$

donde u_i = constante o $u_i = u_o + u_1$ $(H - y/H)$ como en la fig. 12-2
$M = \frac{1}{2}\pi(2m + 1)$, donde m es cualquier número entero desde 0 hasta ∞

Refiriéndonos a la fig. 12-2, si aplicamos un incremento de presiones Δp a un suelo completamente saturado, que ha consolidado completamente (u = 0) bajo la presión existente p_1, la nueva presión total es igual $p_2 = p_1 + \Delta p$. El agua de los poros soporta la carga para t = 0 (fig. 12-2*a*), debido a que el drenaje no es instantáneo, y $u_i = \Delta p$ para S = 100 por ciento. También, suponemos un estrato delgado tal que Δp sea esencialmente constante con la profundidad. A t = 0, empieza la consolidación, o sea, el porcentaje de consolidación es U = 0 por ciento. Para cualquier tiempo t_i (como en la fig. 12-2*b*), los diagramas de presión de poros típicos (isócronas), son cero, o casi cero, como se indica debido al drenaje que es más rápido cerca de las superficies libres. En cualquier punto y a partir de la superficie, se puede calcular el estado del fluido de los poros utilizando el concepto de porcentaje de consolidación de la siguiente sección.

12-2 PORCENTAJE DE CONSOLIDACION

En las superficies libres, $u = 0$ y la consolidación está completa ($U = 100$ por ciento). En los puntos interiores, la consolidación U_y sería, según observación de la fig. 12-2*b*,

$$U_y = \frac{u_o - u_i}{u_o} = 1 - \frac{u_i}{u_o} \tag{12-5}$$

Para obtener U_y en porcentaje, multiplíquese la relación por 100. Se puede utilizar ahora la ec. (12-4) para dibujar un gráfico que indique la variación de la presión de poro (o porcentaje de consolidación) con la profundidad en un estrato de espesor $2H$ (la mitad del espesor es igual a H) como

$$U_y = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \operatorname{sen} \frac{My}{H} \exp -M^2T \tag{12-6}$$

La ec. (12-6) se obtiene dividiendo la ec. (12-4) por u_o y restando 1, como se indica en la ec. (12-5). Puede obtenerse fácilmente una solución programando la ec. (12-6) en un computador para las siguientes variables:

M = $\frac{1}{2}\pi(2m + 1)$, que depende sólo del incremento del número entero m
T = constante, por ejemplo, 0.05, 0.1, 0.15. . . , 0.90
y/H = 0, 0.1, 0.2 . . . , 1.0. Valores mayores que 1 no son necesarios, debido a que la curva resultante es simétrica alrededor de la mitad de la profundidad $y = H$

Se obtienen resultados suficientemente precisos variando m desde 0 hasta 4 ó 5 para calcular M. Un gráfico de la ec. (12-6) para valores seleccionados de T se indica en la fig. 12-3.

Mientras gráficos como los indicados en la fig. 12-3 dan una indicación de las variaciones de la presión de poro dentro del estrato, es con frecuencia de interés inmediato obtener la consolidación *promedia* U para todo el estrato, por ejemplo, cuando se completa una cantidad de consolidación de, digamos, 10, 50 y 80 por ciento. Para este estimativo es necesario integrar U_y en todo el espesor del estrato tal como

$$U = 1 - \frac{\int_0^{2H} u_i \, dy}{\int_0^{2H} u_o \, dy} \tag{12-7}$$

Reemplazando la ec. (12-3) en el numerador y u_o = constante en el denominador de la ec. (12-7) se obtiene

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{y}{M^2} \exp -M^2T \tag{12-8}$$

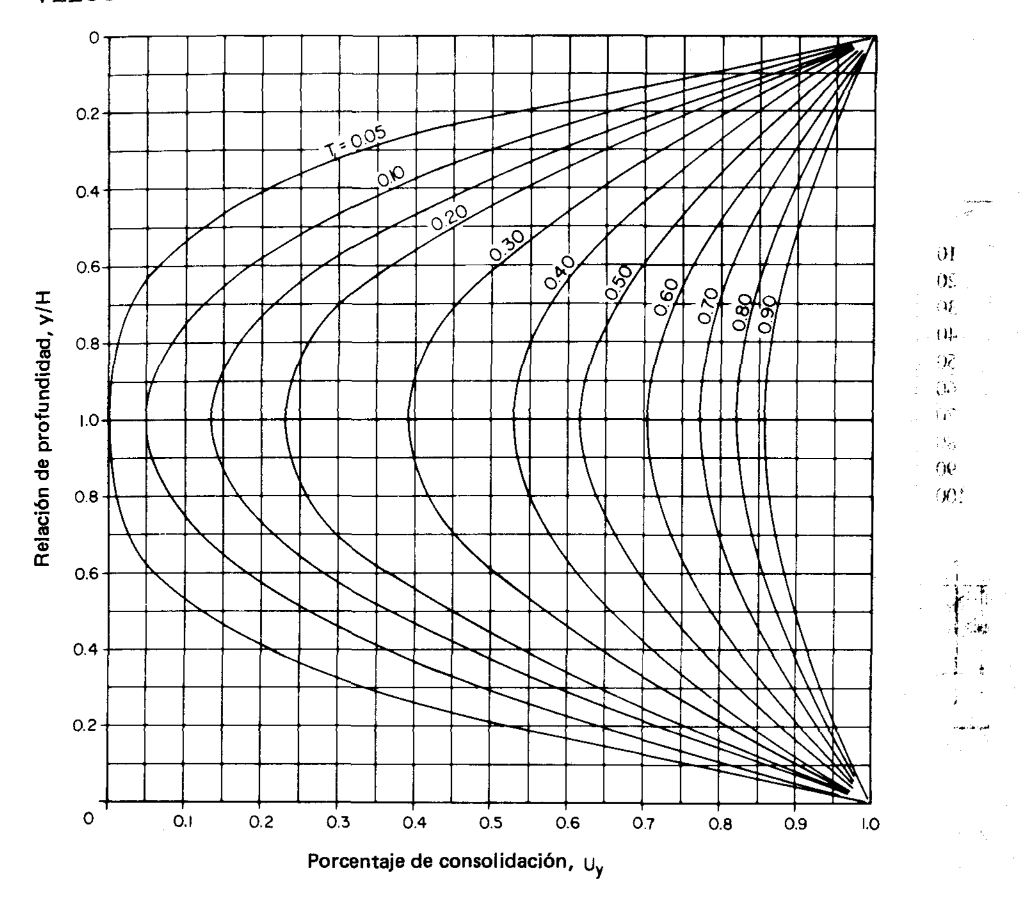


Figura 12-3 Gráfico de isócronas de presión de poro de la ec. (12-6) para valores seleccionados del factor tiempo *T*.

Con frecuencia el primer término (con $m = 0$) ofrece una solución con precisión suficiente para propósitos prácticos, y se pueden tabular valores de una vez por todas en términos del porcentaje de consolidación U contra T, reagrupando y despejando T en la ec. (12-8), para obtener

$$T \cong \frac{\ln (2/M^2) - \ln (1 - U)}{M^2} \tag{12-9}$$

Obsérvese que el factor tiempo T no se define cuando $U = 1.00$ (100 por ciento de consolidación que teóricamente nunca ocurre), debido a que el logaritmo de 0 es ∞. Se dan soluciones seleccionadas de la ec. (12-8) en la tabla 12-1 (con $m > 0$) para varias distribuciones supuestas de presiones de poro inicial causadas por un incremento de esfuerzos Δp, tal como se indica. La superposición de los Casos I y II o Casos I*a* y II puede dar soluciones para otras distribuciones de presión de poro.

Tabla 12-1 Factores tiempo para los porcentajes de consolidación y la distribución de presión de poros indicada

U, porcentaje	Casos I y I*a*	Caso II
0	0.000	0.000
10	0.008	0.048
20	0.031	0.090
30	0.071	0.115
40	0.126	0.207
50	0.197	0.281
60	0.287	0.371
70	0.403	0.488
80	0.567	0.652
90	0.848	0.933
100	∞	∞

$u_i = u_o$

Caso I

$u_i = u_o - u_l \frac{H-y}{H}$

Caso I*a*

$u = 0$

$u_i = u_o \operatorname{sen} \frac{\pi y}{H}$

Caso II

De algún interés, la base del método de la raíz cuadrada de tiempo utilizada en la sec. 12-4, el porcentaje de consolidación U para drenaje en un solo sentido de una capa de suelo que tiene una extensión infinita ($2H \rightarrow \infty$) es

$$U = \sqrt{\frac{T}{\pi}} \tag{12-10}$$

12-3 METODOS PARA OBTENER EL TIEMPO DE INTERES EN EL CALCULO DE c_v

A gráfico semilogarítmico

Por lo general, se dibuja el asentamiento (o alternativamente, lecturas del deformímetro o deformación unitaria) contra logaritmo del tiempo, como se ilustra en la fig. 12-4, con el propósito de obtener el tiempo para un porcentaje de consolidación dado. La misma forma de la curva se obtendrá si se dibujan lecturas del dial contra log. del tiempo o deformación contra log. del tiempo.

El uso de las curvas de asentamiento o deformación contra log. de tiempo requiere encontrar la lectura inicial D_o (lectura del dial para $t = 0$, la cual no puede dibujarse debido a que log. $0 = \alpha$). La lectura inicial en el dial D_o pue-

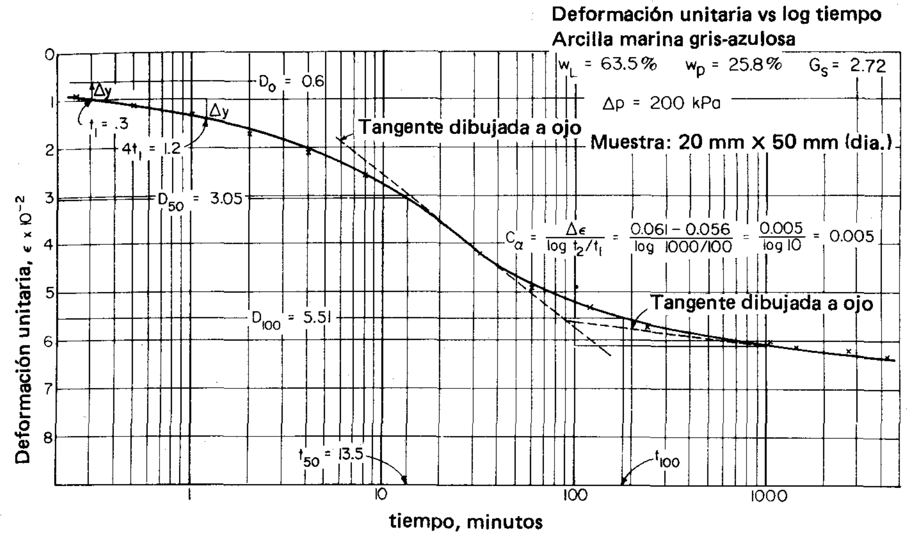


Figura 12-4 Gráfico de deformación unitaria vs log tiempo e información obtenida del mismo. Observe que un gráfico de lecturas del dial (o asentamientos) daría una curva de forma similar.

de tomarse como la lectura real del dial para $t = 0$ para ese incremento de carga; sin embargo, el resto de la parte inicial de la curva de asentamiento contra tiempo puede indicar que las lecturas comenzaron a partir de otras lecturas aparentes del dial, debido a un estancamiento del deformímetro, acomodo u otros factores. Si la rama inicial de la curva es parabólica o muy aproximada se puede obtener la lectura inicial aparente del dial D_o como sigue:

1. Hallar cualquier tiempo t_i, por ejemplo, 0.1 ó 0.2 min (ilustrados en la fig. 12-4).
2. Tomar un tiempo $4t_i$ (por ejemplo, $4 \times 0.1 = 0.4$ ó $4 \times 0.2 = 0.8$ min).
3. Obtener la proyección vertical de t_i y $4t_i$ como Δy.
4. Llevar la distancia Δy por encima de t_i para obtener D_o. Esto puede repetirse una o más veces, y el promedio de varios puntos se toma como D_o.

Para encontrar la lectura final del dial para $U = 100$ por ciento de consolidación (D_{100}), dibuje a ojo una tangente en la mitad de la curva de asentamiento y otra tangente en la parte final de la curva. La intersección de estas dos tangentes es arbitrariamente tomada como D_{100}, y prolongando hasta la curva y luego leyendo por abajo en el eje del tiempo, se halla t_{100}. La lectura del dial para D_{50} se usa por lo común para obtener t_{50} así:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2}$$

y t_{50} puede encontrarse entrando en D_{50} y prolongando hasta la curva y proyectando luego hasta el eje del tiempo, como se indica en la fig. 12-4.

B Gráfico de raíz cuadrada del tiempo

El gráfico de $U = 2\sqrt{T/\pi}$ es esencialmente una línea recta en la etapa inicial de la consolidación, antes de que empiece a curvar y llegue a ser asintótica para $U = 1$. Taylor (1948) propuso que se podría usar esta observación como un método alterno para presentar las curvas de asentamientos contra tiempo y obtener el tiempo para varios porcentajes de consolidación. Esto es, podemos dibujar las curvas de asentamiento contra $\sqrt{t}$, como lo indica la fig. 12-5, y dibujar la línea recta que *más se ajuste* a los primeros puntos, localizando el punto A y continuando esta línea recta hasta intersectar el eje del tiempo y localizar el punto B. Como se desprecia la constante $2/\sqrt{\pi} = 1.15$ (realmente 1.13), dibujamos una segunda línea $\overline{Ac}$ a partir de A, que es el 15 por ciento mayor que $\overline{Ob}$. El punto d en donde la curva experimental intersecta Ac es en $U \cong 0.9$ (aproximadamente el 90 por ciento de consolidación). Ahora que conocemos el asentamiento o deformación para el 90 por ciento de consolidación (la distancia Ae de la fig. 12-5), podemos obtener el tiempo para el 90 por ciento de consolidación proyectando hacia el eje del tiempo, y $t_{90} = N_{90}^2$. Podemos encontrar el asentamiento o la deformación para el 50 por ciento de consolidación suponiendo que D_o ocurre en el punto A (esto es más sencillo que el gráfico semilogarítmico) y que $\frac{5}{9}Ae$ es el asentamiento correspondiente a t_{50}; entonces, reordenando la ec. (12-3) y utilizando los factores T de la tabla 12-1,

$$c_v = \frac{0.848H^2}{t_{90}} \qquad \text{o} \qquad c_v = \frac{0.197H^2}{t_{50}}$$

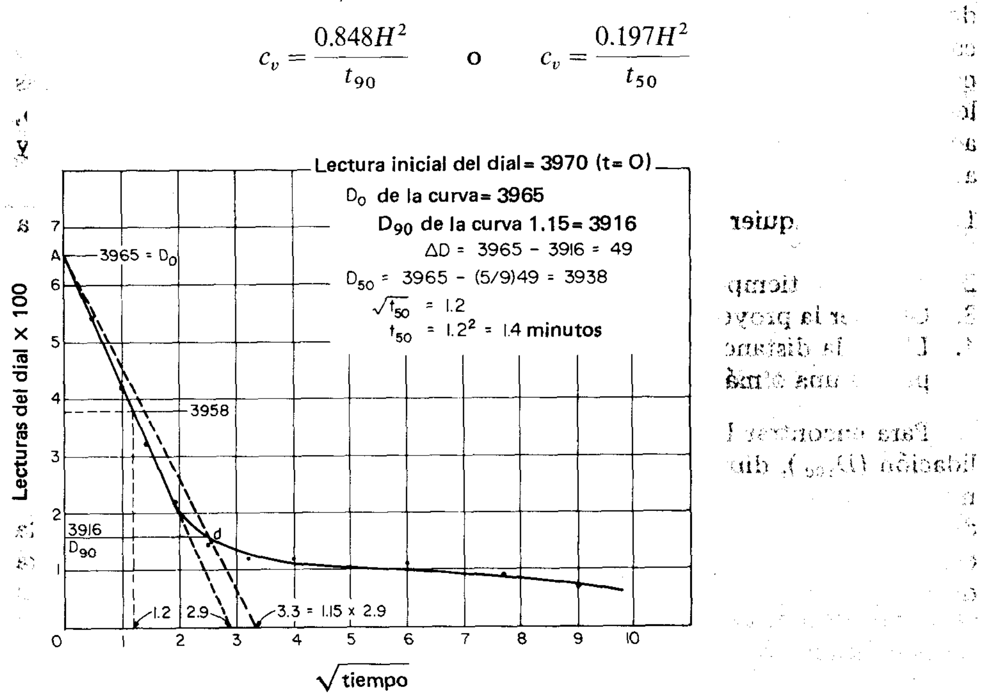


Figura 12-5 Dibujo de lecturas del dial contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ para obtener D_i y el correspondiente t_i. Los valores para D_{50} y t_{50} se indican.

Los dos valores calculados como se indicó anteriormente, deberían, por consiguiente, ser iguales —en la práctica son muy próximos—. Estos valores de c_v se asemejan razonablemente bien con los del gráfico semilogarítmico.

Con c_v calculado, se puede estimar el tiempo de consolidación en el campo de la siguiente forma

$$t_{i(\text{campo})} = \frac{T_i H^2_{\text{campo}}}{c_v} \qquad (12\text{-}11)$$

12-4 VELOCIDAD DE CONSOLIDACION CON BASE EN DEFORMACIONES

La evidencia experimental indica que no hay una constante de proporcionalidad entre Δp y u_i. Es decir, el valor de u_i para $t = 0$ para cualquier incremento de presión Δp no es

$$u_i = \Delta p$$

como se supone comúnmente, sino que depende de las relaciones esfuerzo-deformación del suelo[1]. Debido a que éstos son, en general no lineales, y como Δp no es constante con la profundidad, excepto posiblemente para muestras de suelo de laboratorio muy delgadas (2 a 3 cm de espesor), debería usarse un nuevo procedimiento que incorporará el esfuerzo (y la deformación) en la solución. Janbu (1965) propuso utilizar la deformación del suelo a diferentes profundidades para obtener perfiles de la deformación, como en la fig. 12-6. El porcentaje de consolidación U podría calcularse utilizando

$$U = \frac{U_o - f_s F_r(T)}{1 - f_s}$$

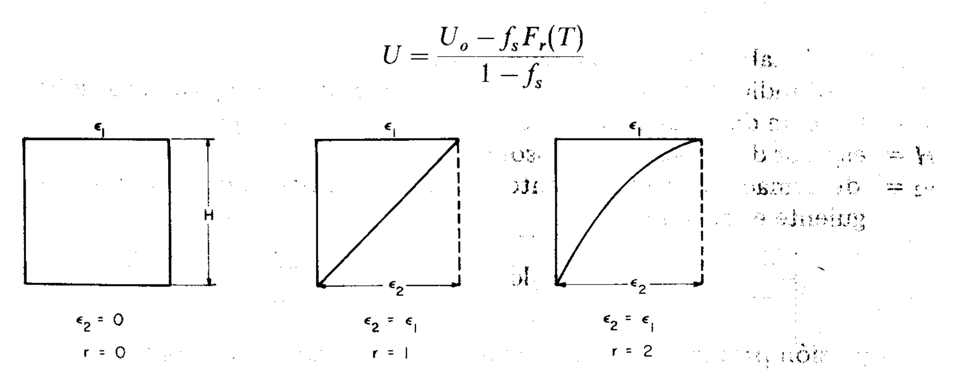


Figura 12-6 Suposición de la distribución de deformaciones unitarias en cualquier incremento de estrato de espesor H, tal como se define por la integral r.

[1] Esto puede observarse con consolidómetros equipados con medidores de presión de poros. Generalmente, se requiere un cierto tiempo después de aplicar la carga para que se note un cambio grande en el valor de u.

donde $$f_s = \frac{r\varepsilon_2}{(1 + r)\varepsilon_1}$$

r = número entero = 0,1 y 2
ε_1 = deformación en la parte superior de la capa
ε_2 = deformación en la base o mitad de la capa, dependiendo del drenaje
U_o = valor de porcentaje clásico de consolidación, ec. (12-5)

$$F_r = 1 - 2(r + 1)\sum_{N=0}^{\infty} \frac{\text{sen}^{2+r} N}{N^{2+r}} \exp - N^2 T$$

Algunos valores de F_r son como sigue:

T	$r = 0$	$r = 1$	$r = 2$
0.01	0.1128	0.0199	0.0276
0.10	0.3568	0.1977	0.2285
1.00	0.9313	0.9125	0.9164

La fig. 12-6 da el significado de r, ε_1, y ε_2.

Utilizando la superposición, pueden obtenerse los seis casos ilustrados en la fig. 12-9, y de una tabla completa de F_r pueden dibujarse las seis curvas de las figs. 12-7 y 12-8.

El método más conveniente para calcular la velocidad de consolidación con base en la deformación es el utilizado e ilustrado como tabla en la fig. 12-9. Los pasos son los siguientes:

1. Completar la tabla del lado izquierdo usando
   y = profundidad por debajo de la parte superior de la capa que consolida
   y/H = relación de y con respecto al espesor total de la capa
   H = espesor de la capa que consolida
   ε_2 = deformación en el elemento de espesor y calculado utilizando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_2 = C'_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

y p_o = presión promedia efectiva debida a la sobrecarga en el espesor y
Δp = incremento promedio de la presión efectiva en el espesor y
C'_c = relación de compresión obtenida en la ec. 11-8 o de un gráfico de ε contra log p
Obsérvese que las consideraciones generales de la presión de preconsolidación pueden aplicarse para ajustar la ecuación anterior
ε_1 = deformación en la parte superior de la capa que consolida, calculada de la misma manera que para ε_2, utilizando p_o y Δp en la parte superior de la capa que consolida

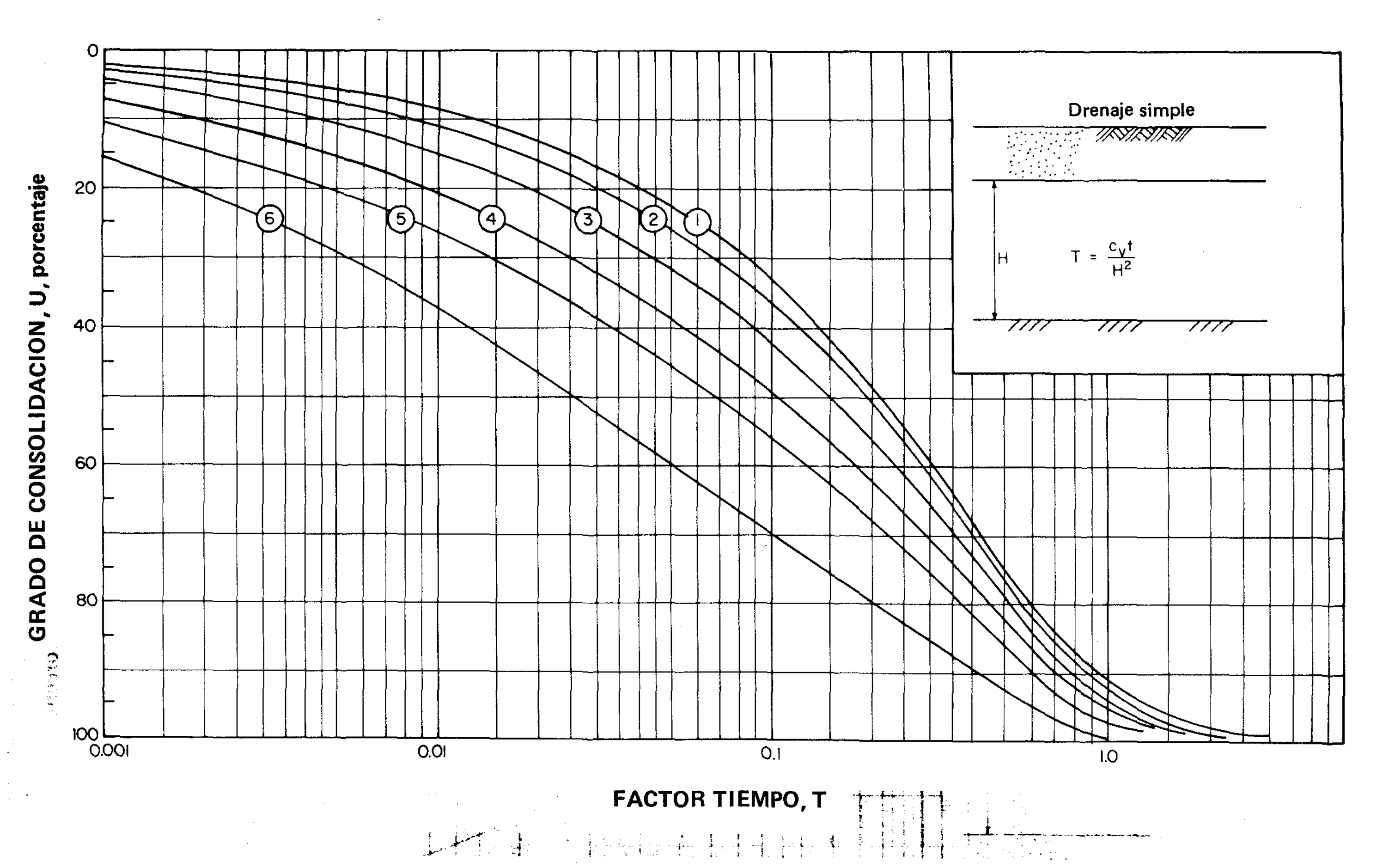


Figura 12-7 Curvas de factor tiempo contra grado de consolidación para drenaje simple. Observe que la curva 2 es el gráfico del Caso I de la tabla 12-1. Refiérase a la figura 12-6 para los números en las curvas que indican distribuciones de presión de poros. (*Según Janbu, 1965.*)

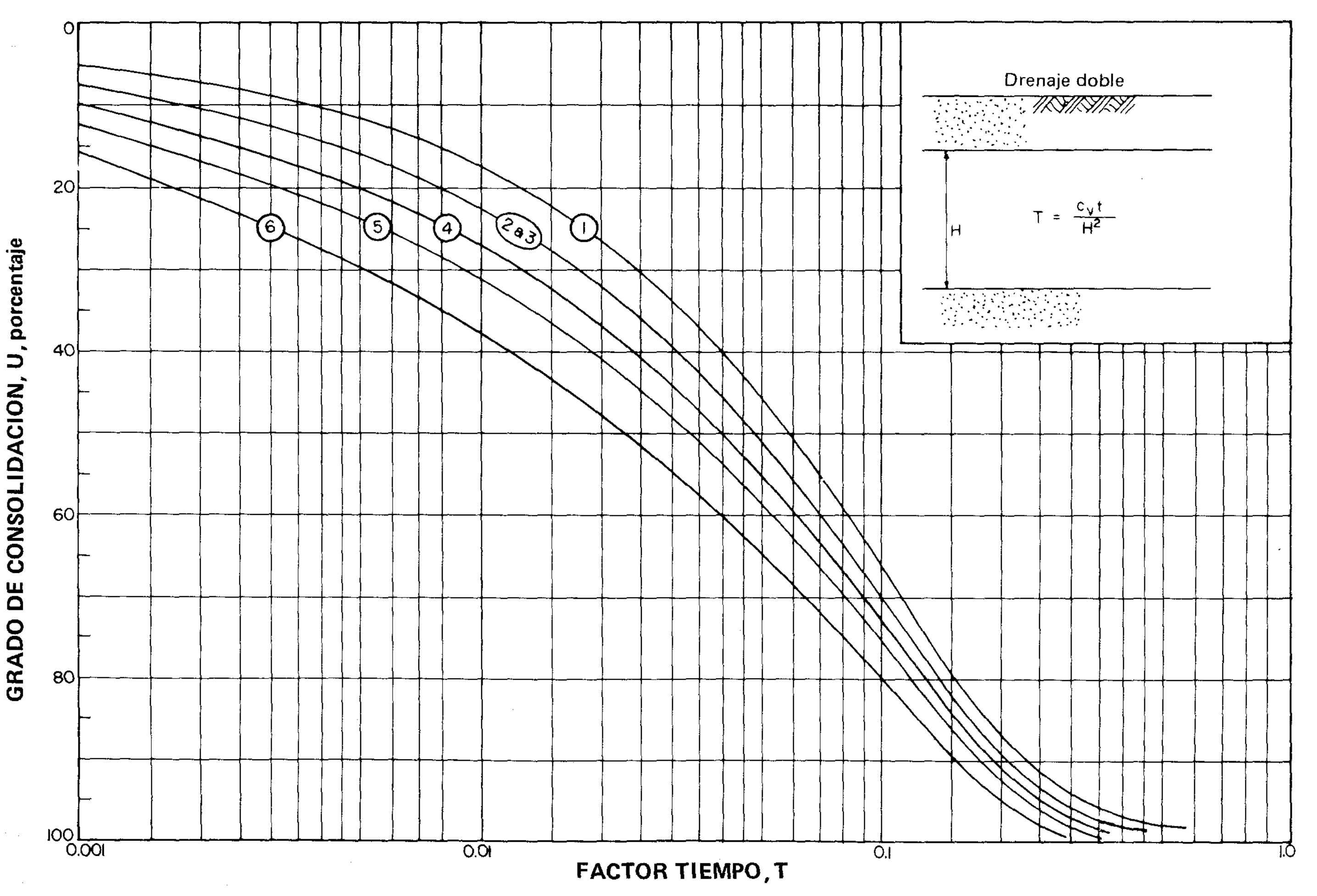


Figura 12-8 Curvas de factor tiempo contra grado de consolidación para drenaje doble. Refiérase a la figura 12-6 para los números en las curvas que indican distribuciones de presión de poros (según *Janbú, 1965*).

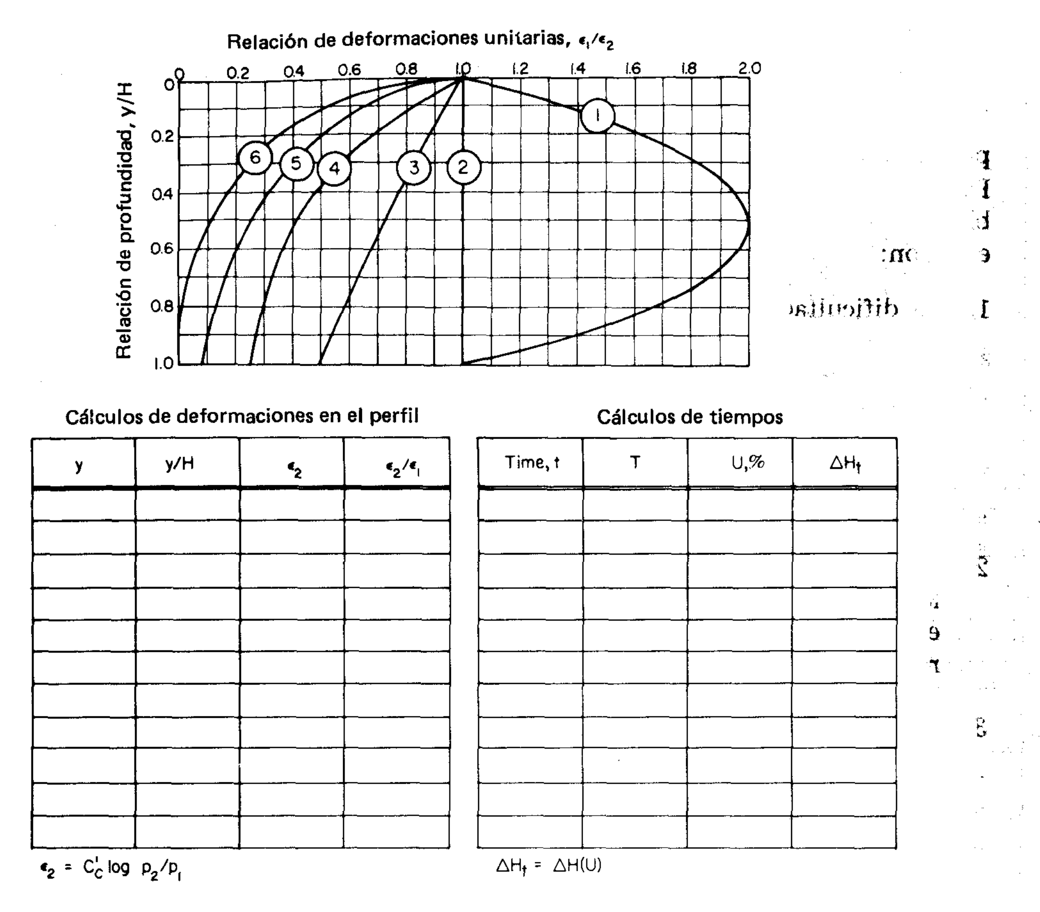


Figura 12-9 Tabla para calcular velocidad de asentamiento. Dibuje la relación de deformaciones unitarias en la figura para hallar la curva correcta T contra U. Use c_v y tiempos t arbitrariamente seleccionados para encontrar T. Entre la curva T contra U y halle U usando el asentamiento total, calcule ΔH_t.

Los valores de $\varepsilon_2/\varepsilon_1$ se trazan en el gráfico arriba de la tabla y la curva numerada que coincida más aproximadamente con el trazo se utiliza para identificar la curva de las figs 12-7 ó 12-8, dependiendo del drenaje del estrato. Si el trazo cae entre dos curvas, será necesario interpolar.

2. Calcular T utilizando la ec. (12-3) y c_v del ensayo de laboratorio, para valores del tiempo seleccionados arbitrariamente.
3. Utilizando la curva apropiada de las figs. 12-7 ó 12-8 del paso 1 y los valores de T del paso 2, hallar los correspondientes porcentajes de consolidación U.
4. Calcular el asentamiento para este intervalo de tiempo t de la siguiente forma

$$\Delta H_t = \Delta H(U)$$

donde ΔH = asentamiento total del estrato, como se calcula en el cap. 11.

5. Hacer un gráfico de t contra ΔH_t, como se ilustra en el ejemplo 12-6.

Este método para obtener la velocidad del asentamiento se recomienda *para estratos* de gran espesor que consolidan, por ejemplo mayores que 5 m. Para capas más delgadas, el método promedio con valores obtenidos en la tabla 12-1 o la fig. 12-3 serán suficientemente correctos. Algunas razones para esto son:

1. La dificultad para obtener un valor confiable (o valores) de c_v. En el laboratorio, cuando muestras delgadas consolidan una cantidad ΔH = 2 mm en un espesor H de 20 mm, esto es un 10 por ciento del cambio en la altura, lo que da como resultado un gran cambio en la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad k. En el campo, un cambio de 20 mm en un espesor de 2 ó 3 m es un cambio despreciable en la relación de vacíos y en k; por lo tanto, c_v puede estar considerablemente errado para calcular la velocidad de consolidación en el campo.
2. El coeficiente de consolidación c_v depende de la viscosidad del fluido de los poros, el cual, a su vez, depende de la temperatura del ensayo. Los ensayos de laboratorio se realizan comúnmente a la temperatura del laboratorio (20 a 25°C). En el campo, la temperatura del agua freática es mucho menor, generalmente del orden de 8 a 12°C.
3. La dificultad para obtener el incremento en el esfuerzo efectivo Δp a varias profundidades en el estrato. El método de Boussinesq, (como en el cap. 11) es comúnmente utilizado para obtener los esfuerzos. El método de Boussinesq, sin embargo, idealiza el suelo como homogéneo, isotrópico, elástico y un medio semi-infinito. Una masa de suelo estratificada no satisface estas suposiciones y la magnitud de la desviación con respecto de una masa de suelo ideal puede ser sustancial o al menos lo suficiente para no justificar cálculos elaborados o refinados.

12-5 EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

Los siguientes ejemplos se ofrecen como ilustración del material presentado en este capítulo.

Ejemplo 12-1 Los datos de un ensayo de consolidación son los siguientes:

t_{50} = 12.2 min (ver fig. 12-4 para método de obtención)
Incremento de carga = 1600 kPa (aprox. 8 ton/pie^2)
Las condiciones son tales que el Caso I, presión de poro constante a través de H, existe para t = 0 y el drenaje ocurre en *ambas* caras de la muestra.
El promedio de la mitad de la muestra es $(D_f + D_o)/2$ = 0.7913 cm.

SE PIDE Calcular c_v para este incremento de carga.

SOLUCION

$$c_v = \frac{TH^2}{t_{50}}$$

En la tabla 12-1, para $U = 50$ por ciento, que corresponde a t_{50}, se obtiene $T = 0.197$.

$$c_v = \frac{0.197(0.7913)^2}{12.2} = 0.0101 \text{ cm}^2/\text{min}$$

Ejemplo 12-2 Los datos de un ensayo de consolidación son como los del ejemplo 12-1, excepto que el drenaje de la muestra es por *un* solo lado.

SE PIDE Calcular el coeficiente de consolidación

SOLUCION Con drenaje por un solo lado, $H =$ a la altura completa de la muestra, pero T permanece constante 0.197 como se obtuvo en la tabla 12-1 para $U = 50$ por ciento.

$$H = 2(0.7913) = 1.5826 \text{ cm}$$

$$c_v = \frac{0.197(1.5826)^2}{12.2} = 0.0404 \text{ cm}^2/\text{min}$$

De estos dos cálculos (ejemplos 12-1 y 12-2), uno puede concluir que doblando la longitud del camino de drenaje se incrementará el tiempo de consolidación cuatro veces.

Ejemplo 12-3 Cálculo del tiempo por consolidación en el campo.

DADOS Los datos de laboratorio del ejemplo 12-1; $H = 0.7913$ cm (la mitad de altura), $t_{50} = 12.2$ min, $c_v = 0.0101$ cm^2/min (calculado con los datos de laboratorio).

SE PIDE Tiempo que tomará el asentamiento por consolidación para que ocurra en las condiciones de campo indicadas en la fig. E12-3.

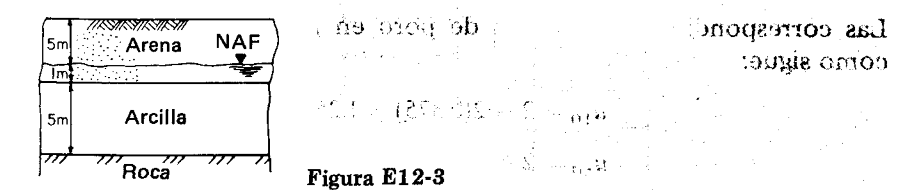


Figura E12-3

SOLUCION Según la figura indicada, el drenaje es por una cara; por lo tanto, $H = 5$ m. Para consolidación total, $U \rightarrow 100$ por ciento, se obtiene $T = 0.848$ de la tabla 12-1.

$$t = \frac{TH^2}{c_v}$$

$$= \frac{0.848(5 \times 100)^2}{0.0101} = 2.099 \times 10^7 \text{ min} = 14\,576 \text{ días} = 39.9 \text{ años}$$

Ejemplo 12-4 Hallar la presión instantánea de poro en un punto de una masa de suelo.

DADOS Se aplica una carga al suelo del ejemplo 12-3 (ver fig. E12-3). En el instante de la aplicación de la carga, un piezómetro localizado 2 m por debajo de la parte superior de la arcilla indica un exceso de presión de poro Δu de dos metros, tal como se indica en la fig. E12-4. Suponga las condiciones del Caso I (tabla 12-1) para la distribución de presión de poro inicial en la capa de arcilla.

SE PIDE ¿Cuál es la presión de poro en este punto cuando se han realizado los asentamientos correspondientes a un $T = 0.10$ y $T = 0.5$?

SOLUCION Refiriéndose a la fig. 12-3 para $y/H = \frac{2}{5} = 0.4$, obtener los valores aproximados de U_y como se indica a continuación:

T	U_y
0.10	0.375
0.50	0.780

Figura E12-4

Las correspondientes presiones de poro en metros de agua se calculan como sigue:

$$u_{10} = 2 - 2(0.375) = 1.25 \text{ m}$$

$$u_{50} = 2 - 2(0.78) = 0.44 \text{ m}$$

Obsérvese que los valores de U_y de 0.375 y 0.78 son los porcentajes de consolidación para el punto $y = 2$ m, por debajo de la parte superior del estrato de arcilla.

Ejemplo 12-5 Cálculo de la consolidación promedia para valores seleccionados de T.

DADOS Factores tiempo de $T = 0.10$ y 0.50 como en el ejemplo 12-4.

SE PIDE El porcentaje de consolidación U promedia del estrato de suelo cuando las presiones de poro de $u = 1.25$ y $u = 0.44$ m de agua permanecen como se calcularon en el ejemplo 12-4.

SOLUCION Dibuje una curva de U contra T utilizando la información de la tabla 12-1 y el Caso I como en la fig. E12-5.

De la fig. E12-5, obtener $U = 0.35$ para $T = 0.10$ y $U = 0.76$ cuando $T = 0.50$, o

$T = 0.10$ porcentaje de consolidación es 35%
$T = 0.50$ porcentaje de consolidación es 76%

Estos valores promedios se los compara con 37.5 y 78%, respectivamente, del ejemplo 12-4. Podría esperarse que los valores promedio fueran menores que los valores en los puntos cercanos a la superficie libre, mayores que los valores en los puntos situados a la máxima profundidad de la trayectoria de drenaje, y aproximadamente los mismos cerca de la mitad de la trayectoria del drenaje.

Ejemplo 12-6

DADOS El perfil de suelo de la fig. E12-6*a* y la curva de *e* contra log *p* de la fig. E-12-6*b*. Suponga que los gráficos de asentamiento contra log de tiempo dan

$$c_v = 0.032 \text{ cm}^2/\text{min}$$

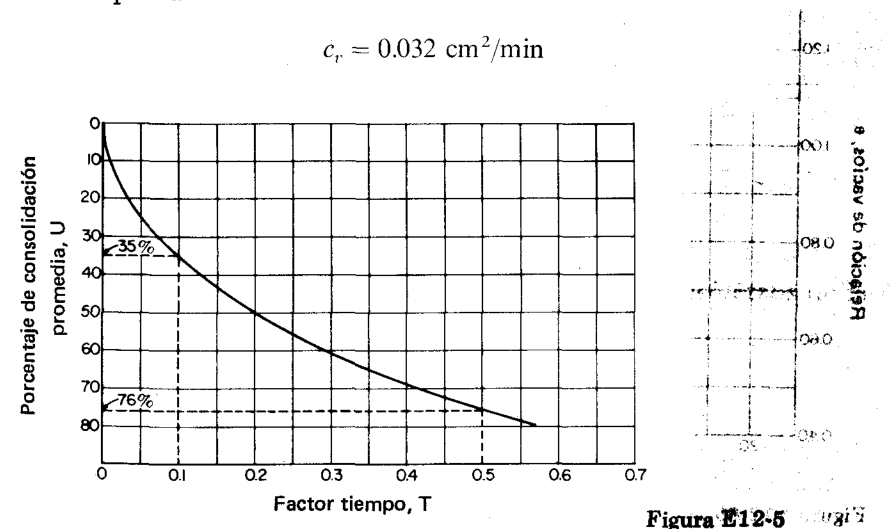


Figura E12-5

Los pesos unitarios de los estratos del perfil de suelo se pueden obtener utilizando métodos de desplazamiento, colocando una muestra de peso conocido en un recipiente de volumen conocido y llenándolo con agua para obtener el volumen de la muestra como $V = V_c - V_w$, de donde se calcula fácilmente el peso unitario.

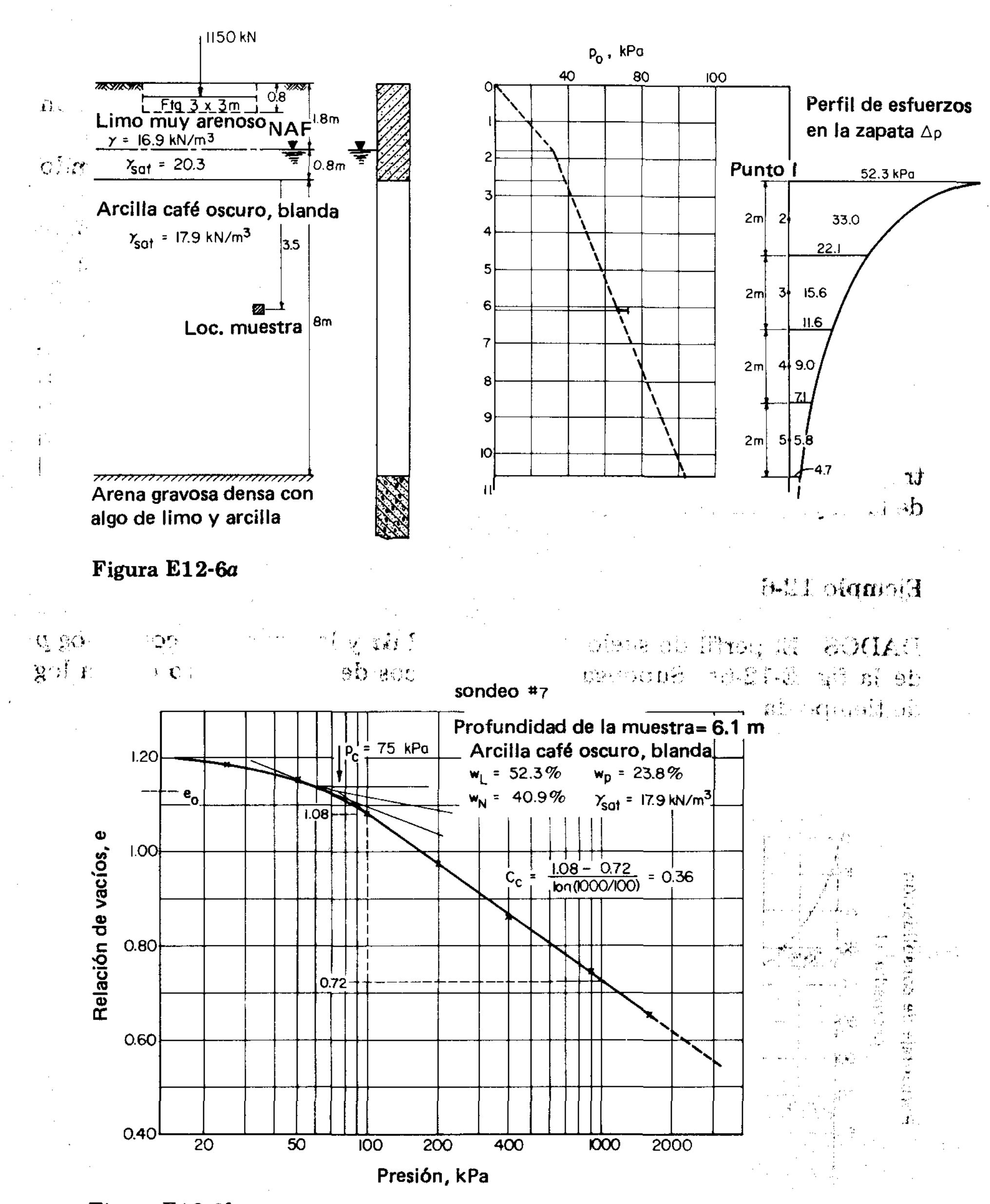


Figura E12-6*a*

Figura E12-6*b*

SE PIDE Calcular el asentamiento total esperado para la carga de la zapata indicada y hacer un gráfico de tiempo contra asentamiento, de tal manera que puedan predecirse las velocidades de asentamiento.

SOLUCION De la curva *e* contra log de *p* de la fig. E12-6*b*, puede dibujarse el valor de p_c sobre el perfil de esfuerzos efectivos de la fig. E12-6*a*, y el suelo parece ser *normalmente* consolidado.

Verifique los datos con criterio:

$$C_c \cong 0.009(w_L - 10) = 0.009(52.3 - 10) = 0.38 \text{ contra } 0.36 \qquad \text{(O.K.)}$$

$e_o \cong 1.13$ de la curva de *e* contra log de *p*;

$$e_o \cong w_N G_s$$

de donde, resolviendo para G_s, $G_s \cong 1.13/0.409 = 2.76$, que no es disparatado para una arcilla

Con $G_s = 2.76$ y un diagrama de bloques como se indica en la fig. E12-6, y tomando $V_s = 1.0$ tenemos

$$\gamma_{sat} = \frac{1.13 + 2.76}{1 + 1.13}(9.807) = 17.9 \text{ kN/m}^3 \text{ contra } 17.9 \qquad \text{(O.K.)}$$

por lo tanto, los datos parecen satisfactorios y podemos continuar. Con 8 m de suelo involucrado en la consolidación, use el método de la sec. 12-4 en lugar de una sola capa. Divida el suelo en cuatro subcapas de 2 m cada una, como se indicá en la fig. E12-6*a*.

Paso 1 Calcule la presión efectiva de sobrecarga p_o en la parte superior y en la mitad de cada capa:

Punto	y, m		p_o
1 superior	2.6	1.8(16.9) + 0.8(20.3 − 9.8)	= 38.8 kPa
2	3.6	38.8 + 1(17.9 − 9.8)	= 46.9
3	5.6	46.9 + 2(8.1)	= 63.1
4	7.6	63.1 + 2(8.1)	= 79.3
5	9.6	79.3 + 2(8.1)	= 95.5
Inferior	10.6	95.5 + 1(8.1)	= 103.6

Obsérvese que los puntos se indican en el perfil de esfuerzos de la fig. E12-6*a*.

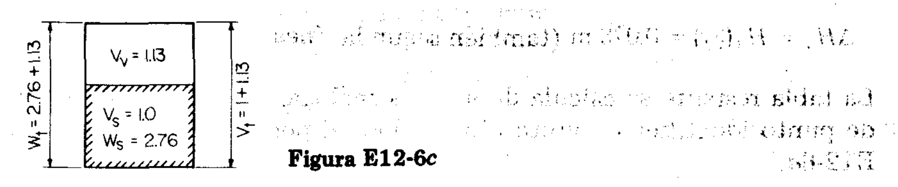


Figura E12-6c

Paso 2 Obtener e_o de la fig. E12-6*b* como $e_o \cong 1.13$; obtener $C_c = 0.36$ de los cálculos ilustrados en la fig. E12-6*b*, y calcular C_c' como

$$C_c' = \frac{C_c}{1 + e_o} = \frac{0.36}{1 + 1.13} = 0.17$$

Podría ajustarse e_o para cada H_i pero esto, por lo común, es excesivamente refinado.

Paso 3 Obtener Δp debido a la carga de la zapata de 1150 kN sobre una zapata de 3 × 3 m usando el método de Boussinesq de la sec. 10-7, suponiendo un suelo homogéneo y usando un programa de computador para tratar la zapata como una serie de 36 cargas puntuales (área unitaria de 0.5 × 0.5 m) con un valor de carga puntual en cada área unitaria de 1150/36 = 31.94 kN. Sumando la contribución de las 36 áreas unitarias, se obtienen los valores de *p* mostrados en el perfil de esfuerzos de la fig. E12-6*a*.

Paso 4 Desarrollar los datos para completar el lado izquierdo de la tabla de la fig. E12-6*d*. En la tabla, y = distancia por debajo de la parte superior de la capa cohesiva que consolida; H = espesor total de la capa que consolida (igual a 8 m); ε_1 y ε_2 = valores de deformación usando C_c' del paso 3, y calculando como sigue

	A mitad de altura de cualquier subcapa				
Punto	H_i	p_o	Δp	ε_2	ΔH_i
1	—	38.8 kPa	52.3 kPa	$0.063 = \varepsilon_1$	—
2	2 m	46.9	33.0	0.039	0.078
3	2	63.1	15.6	0.016	0.032
4	2	79.3	9.0	0.008	0.016
5	2	95.5	5.8	0.004	0.008
inferior	—	103.6	4.7	0.003	—
				$\sum \Delta H_i = \Delta H = 0.134$ m	

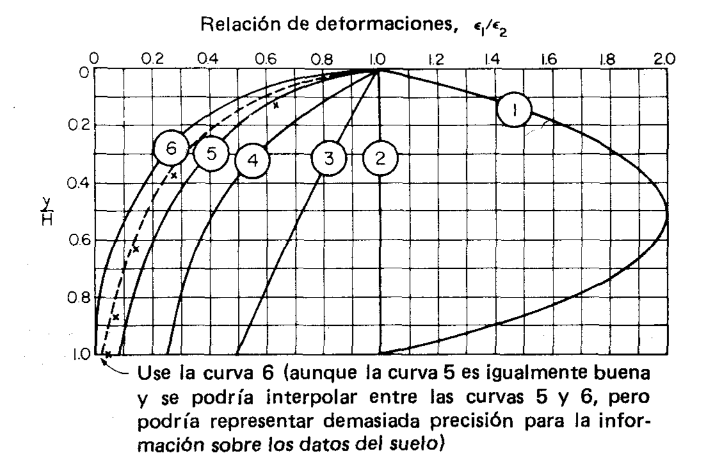
Cálculos típicos:

$$\varepsilon_1 = C_c' \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} = 0.17 \log \frac{38.8 + 52.3}{38.8} = 0.063 \text{ m/m}$$

$$\varepsilon_2 = 0.17 \log \frac{46.9 + 33.0}{46.9} = 0.039$$ (segunda línea de la tabla superior)

$$\Delta H_1 = H_1(\varepsilon_2) = 0.078 \text{ m}$$ (también segunda línea de la tabla superior)

La tabla restante se calcula de manera análoga. Obsérvese que el número de punto identifica el punto dibujado en el perfil de esfuerzos de la fig. E12-6*a*.



Cálculos para el perfil de deformaciones

y, m	y/H	ϵ_2	ϵ_2/ϵ_1
1	0.125	0.038	0.603
3	0.375	0.016	0.254
5	0.625	0.008	0.127
7	0.875	0.004	0.063
8	1.000	0.003	0.048
ϵ_1 = 0.063			

$\epsilon_2 = C'_c \log p_2/p_1$

$y/H = 1/8 = 0.125$

$\epsilon_2/\epsilon_1 = 0.038/0.063 = 0.603$

Cálculos para la velocidad

tiempo, t	T	U,%	ΔH_t
0.1 yr.	0.003	25	0.033
0.5	0.013	40	0.054
1.0	0.026	52	0.070
2.0	0.053	66	0.088
4.0	0.105	85	0.114
6.0	0.157	94	0.126

$\Delta H_t = \Delta H(U)$ $\Delta H_t = 0.134(.25) = 0.033$ m

$T = 0.0263t = 0.0263(.1) = 0.003$

Figura E12-6*d*

Estos datos pueden usarse para completar el lado izquierdo de la tabla, tal como se muestra. Dibuje y/H contra $\varepsilon_2/\varepsilon_1$ como se muestra en el gráfico de arriba de la tabla de la fig. E12-6*d* para obtener el número de la curva.

Paso 5 Completar el lado derecho de la fig. E12-6*d* como sigue:

(*a*) Reordenando la ec. 12-11 se tiene

$$T = \frac{c_v t_i}{H^2}$$

donde t = tiempo en el campo (suponga varios valores suficientes para dibujar la curva)

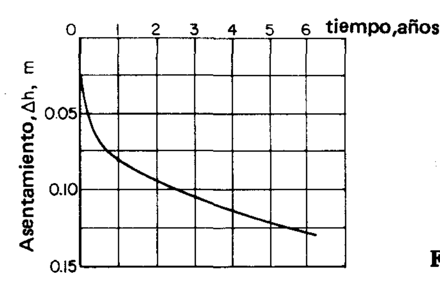


Figura E12-6*e*

$H =$ espesor total del estrato en el campo (8 m en este ejemplo)
$c_v =$ 0.032 cm²/min = 0.032 (1440 × 365)/(100)² = 1.682 m²/años

de donde

$$T = \frac{1.682 t_i}{8^2} = 0.0263 t_i$$

Use los valores de t_i de 0.1, 0.5, 1, etc., como se indica en la tabla.

(*b*) para los valores calculados de T usando t_i, entre en la fig. 12-8 (drenaje doble, de la fig. E12-6*a*) y obtenga los correspondientes valores de U en porcentaje. Para $t_i = 0.1$,

$$T = 0.0263(0.1) = 0.003$$

Entrando en la fig. 12-8 para $T = 0.003$, se proyecta la curva 6 (del paso 4) y se obtiene

$$U = 25 \text{ por ciento}$$

(*c*) Calcular la magnitud del asentamiento para varios tiempos t_i, usando la ecuación mostrada en la fig. E12-6*d*,

$$\Delta H_t = \Delta H(U)$$

En el ejemplo del paso (*b*), con el valor de $\Delta H = 0.126$ obtenido del paso 4,

$$\Delta H_t = 0.134(0.25) = 0.034 \text{ m}$$

Paso 6 Dibujar t_i contra ΔH_t como se indica en la fig. E12-6*e* arriba.

12-6 VELOCIDADES DE CONSOLIDACION PARA MEDIOS ESTRATIFICADOS

Cuando el estrato consiste en varias capas de suelo sujetas a la teoría de la consolidación, el asentamiento total puede calcularse obteniendo C_c o C'_c de ensayos de consolidación sobre muestras de los varios estratos, calculando los valores de ΔH_i para los estratos individuales, y sumando para obtener

$$\Delta H = \sum_{1}^{n} \Delta H_i$$

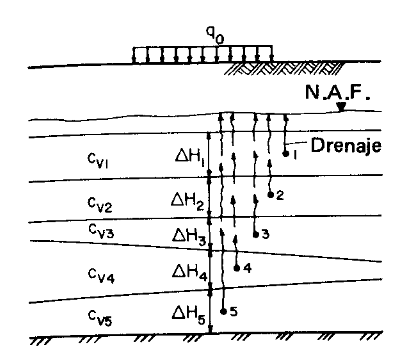


Figura 12-10 Suelo estratificado con drenaje en un solo sentido. El drenaje del estrato 5 debe viajar a través de los otros 4 estratos a una velocidad que depende del $c_{v(i)}$ (i) de los otros estratos.

La velocidad de consolidación será algo complicada, sin embargo, puesto que el asentamiento del estrato inferior o de los otros interiores depende de c_v de los estratos en particular, lo mismo que de c_v de los estratos exteriores. Es evidente que el drenaje (ver fig. 12-10) debe viajar a través del estrato en consideración y de los estratos exteriores hasta la superficie libre.

El drenaje, entonces, depende del coeficiente de permeabilidad, relación de vacíos, respuesta a los esfuerzos y magnitud de los esfuerzos aplicados en los estratos y de la ec. (12-1),

$$c_v = f(k, e, a_v, \gamma_w)$$

De aquí, es evidente que para llegar a una solución aproximada, se requieren ensayos de consolidación para cada estrato, de tal manera que puedan obtenerse los valores de c_v y C_c para cada uno de ellos. Las soluciones teóricas para este caso están más allá del alcance de este texto y el lector debería referirse a Rowe (1964), De Leeuw (1965), Martins (1965) o Poskitt (1969) para soluciones analíticas. Existen soluciones por diferencias finitas también y se requiere del uso del computador. Las referencias de las soluciones por diferencias finitas incluyen a Abbot (1960) y Gibson y Lumb (1952).

12-7 CONSOLIDACION TRIDIMENSIONAL

La consolidación tridimensional ocurrirá en situaciones que involucren drenaje hacia una fuente central, tal como en los drenes en arenas que se usan debajo de rellenos para acelerar el drenaje, reduciendo su trayectoria y, por lo tanto, acelerando la consolidación. Este tipo de análisis va más allá del alcance de este texto y el lector debe consultar referencias tales como Berry y Wilkinson (1969) Rowe (1964) y Aboshi y Monden (1961).

12-8 RESUMEN

Este capítulo presenta medios para evaluar la velocidad de la consolidación unidimensional usando el coeficiente de consolidación c_v. El coeficiente de

consolidación se obtiene de un gráfico de asentamiento contra log de tiempo, deformación contra log de tiempo, o asentamiento contra raíz cuadrada de tiempo para encontrar el tiempo t_i necesario para que tenga lugar un porcentaje de consolidación.

La teoría analítica de la consolidación fue usada para obtener un factor adicional de tiempo T, del cual se ha encontrado que depende de una suposición de distribución de presión de poro dentro de la capa de suelo sometida a un cambio de presión Δp y para cierto porcentaje de consolidación U.

La velocidad de consolidación también depende de la longitud de la trayectoria de drenaje H, la cual depende del tipo de ensayo de consolidación de laboratorio (anillo fijo o flotante) y, en el campo, de la localización del nivel de agua freática y del ordenamiento de las capas de suelo que consolidan y tienen drenaje libre.

Con t_i, T y H, el coeficiente de consolidación se calcula como

$$c_v = \frac{TH^2}{t_i}$$

No se presenta aquí de modo tan directo el hecho de que las cargas grandes se asientan más rápidamente que las pequeñas. Esto se debe (1) a que las deformaciones son mayores y (2) que los excesos de presión de poros, siendo mayores, promueven un drenaje más rápido ($v = ki$). Este último aspecto puede usarse para acelerar una consolidación por precarga utilizando una carga que es más grande que la carga de servicio.

PROBLEMAS

12-1 Rehacer el ejemplo 12-1 si $t_{50} = 8.1$ min.

12-2 Rehacer el ejemplo 12-3 usando el valor de c_v del problema 12-1 ($t_{50} = 8.1$ min).

12-3 Rehacer el ejemplo 12-4 para un piezómetro a una profundidad de tres metros en lugar de dos.

12-4 Rehacer el ejemplo 12-4 para un piezómetro a una profundidad de 5 m. ¿Cuándo será U 10 por ciento a una profundidad de cinco m, usando $c_v = 0.00101$ cm^2/min?

12-5 Rehacer el ejemplo 12-5 para un piezómetro a 5 m dentro del suelo en lugar de 2 m.
Respuesta: $U_{av} = 35\%$ para $T = 0.10$ cuando $U_i = 5\%$

Para los problemas 12-6, 12-7 y 12-8 use la información de la tabla P12-1.

12-6 Usando los datos de la tabla P12-1:
(*a*) Dibujar curvas de ε contra log de tiempo y calcular c_v. Promediar los valores de las distintas curvas para un valor final.
(*b*) Dibujar una curva de ε contra log p y calcular C_c'.

12-7 Con los datos de la tabla P12-1,
(*a*) Dibujar las curvas de asentamiento contra log de tiempo y calcular c_v.
(*b*) Dibujar e contra log p y calcular C_c y C_c.

12-8 Con los datos de la tabla P12-1,
(*a*) Dibujar las curvas de asentamiento contra raíz cuadrada de tiempo y calcular c_v.
(*b*) Dibujar una curva de e contra p para obtener a_v y m_v.

12-9 Rehacer el ejemplo 12-6 si la carga de la zapata es 792 kN.

Tabla P12-1 Datos de tiempo contra lectura del dial en un ensayo de consolidación*

Tiempo	25 kPa	**Tiempo**	50 kPa	**Tiempo**	100 kPa	**Tiempo**	200 kPa	**Tiempo**	400 kPa
0	0000	0	305	0	570	0	975	0	1490
0.25	102	0.25	386	0.25	663	0.25	1051	0.25	1544
0.50	121	0.50	397	0.50	681	0.50	1065	0.50	1566
1.0	133	1.0	410	1.0	701	1.0	1079	1.0	1595
2.0	154	2.0	428	2.0	726	2.0	1107	2.0	1626
4.0	184	4.0	451	4.0	757	4.0	1146	4.0	1674
8.0	208	8.0	468	8.0	803	8.0	1190	8.0	1727
16	229	16	493	16	841	32	1321	16	1800
32	244	32	510	32	879	60	1370	60	1976
60	254	231	543	60	902	120	1408	137	2045
126	269	406	553	120	925	240	1434	256	2075
250	274	600	559	285	944	1150	1465	1276	2115
883	285	1585	570	415	960	1440	1471	2510	2130
1043	296	1746	570	1440	972	2756	1481	5761	2154
1440	302			4272	975	4320	1490		
2320	305								

Tiempo	800 kPa	**Tiempo**	1600 kPa	**Tiempo**	3200 kPa
0	2154	0	2652	0	3300
0.25	2164	0.25	2703	0.25	3317
0.50	2195	0.50	2721	0.50	3373
1.0	2205	1.0	2736	1.0	3395
2.0	2253	2.0	2771	2.0	3431
4.0	2296	4.0	2813	4.0	3475
8.0	2362	8.0	2876	8.0	3537
32	2487	16	2954	16	3603
60	2542	32	3039	32	3684
224	2602	60	3128	60	3755
1164	2633	105	3183	147	3828
1539	2642	360	3245	211	3838
2664	2652	1395	3278	475	3871
		1640	3281	1465	3892
		2886	3300	4725	3912
				5670	3913

***Datos de la muestra de suelo:** $G_s = 2.73$; $w_L = 62.1\%$ $w_p = 27.1\%$
$H = 25$ mm; **diámetro** = 50 mm;
$H_f = 25 - 3913(0.0025) = 15.218$ mm;
deformímetro div = 0.0025 mm

Capítulo 13

Resistencia al corte de los suelos

13-1 INTRODUCCION

Los caps. 10, 11 y 12 se han ocupado de los medios para determinar esfuerzos en una masa de suelo y los efectos de estos esfuerzos en la producción de asentamientos a largo plazo (consolidación). Este y el capítulo siguiente se ocuparán de la evaluación de los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y de algunos temas especiales de esfuerzos y deformaciones.

Los suelos invariablemente fallan bajo una combinación de esfuerzo normal de compresión y esfuerzo cortante en plano de falla, en donde el esfuerzo normal presenta una gran parte o casi toda la fricción o resistencia al corte. En una masa de suelo como la ilustrada en la fig. 10-5*b*, el suelo en compresión por debajo de un área cargada tiende a embombarse por el efecto de la relación de Poisson, que a su vez desarrolla una zona de esfuerzos en forma de bulbo con esfuerzos normales y esfuerzos cortantes creados a lo largo del perímetro de esa zona. Sumando las fuerzas cortantes en la dirección vertical se obtiene el equilibrio estático y resulta evidente que las componentes horizontales de las fuerzas cortantes se anulan.

La evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante es necesaria en la mayoría de los problemas de estabilidad de suelos. Estos problemas incluyen:

Selección adecuada de los taludes para terraplenes y excavaciones (incluyendo los cortes en carreteras).

Determinación de la carga que un suelo puede resistir con cierta seguridad, incluyendo la carga que terraplenes, rellenos y diques imponen sobre el suelo de cimentación.

Determinación de la capacidad de soporte para zapatas y losas de cimentación.

Determinación de la resistencia al esfuerzo del corte desarrollada entre el suelo y pilote o cajones de cimentación.

Encontraremos que la resistencia al esfuerzo cortante no es un valor único, sino que está fuertemente influenciada in situ por factores ambientales tales como carga, descarga y, particularmente, por los cambios en el contenido de agua. En el laboratorio los métodos de ensayos, la perturbación de la muestra y la velocidad en la aplicación de la carga (deformación) influencian marcadamente el valor obtenido de la resistencia. Esos factores se examinan con más detalles en las secciones siguientes.

La primera hipótesis en la resistencia al esfuerzo de corte de un suelo fue presentada por Coulomb (1773) como aparece a continuación:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \tag{13-11}$$

Terzaghi (1925) hizo notar la necesidad de considerar el efecto de la presión de poros en la resistencia del suelo. Hvorslev (1937) utilizó los datos de laboratorio para verificar el uso de los parámetros en presiones efectivas y obtener lo que ahora comúnmente se denomina como la ecuación de la resistencia al corte de Coulomb-Hvorslev,

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{13-2}$$

donde s = resistencia al esfuerzo cortante [(para ambas ecs. 13-1 y 13-2)]

c = cohesión del suelo; c' = valor efectivo cuando se usa σ' . La cohesión es el efecto de la atracción entre partículas; es independiente del esfuerzo normal pero depende considerablemente del contenido de agua y de la velocidad de la deformación.

σ = esfuerzo normal en el plano crítico; $\sigma' = \sigma - u$ = esfuerzo normal efectivo tal como se obtiene usando ec. (2-21).

ϕ = ángulo de fricción interna; ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna obtenido usando σ'. Nótese que $\tan \phi$ = coeficiente de fricción, tal como se usa en cualquier problema de fricción.

Una inspección de cualquiera de las ecs. (13-1) ó (13-2) muestra que ésta es la ecuación de una línea recta que puede dibujarse tangente a un círculo de Mohr, que representa esfuerzos en condición de falla, tal como se muestra en la fig. 13-1.

Los suelos sin cohesión ensayados bajo presiones de trabajo usuales, digamos entre 7 y 150 kPa, dan una envolvente de falla experimental que tiende a ser muy lineal de acuerdo con la ec. (13-2), con un intercepto cohesivo

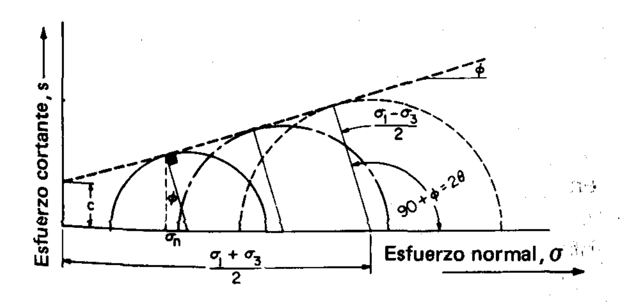


Figura 13-1 Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para obtener los parámetros límite del suelo c y ϕ.

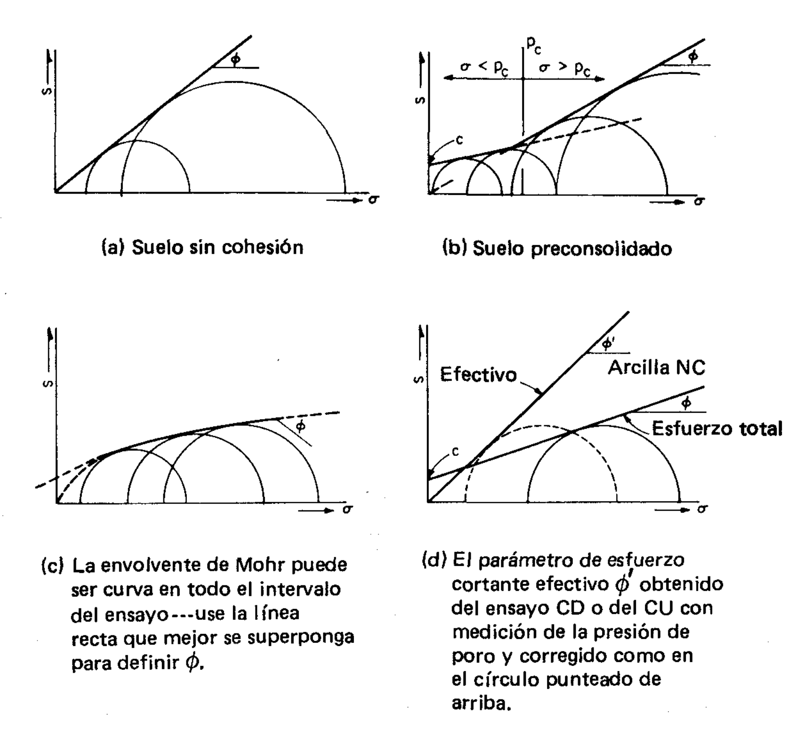


Figura 13-2 Envolventes de falla cualitativas para varios suelos, tal como se indica. Debe tenerse cuidado para obtener un ϕ representativo (y c) cuando la envolvente de falla es curva y cuando los círculos requieren considerablemente más interpretación para desarrollar la envolvente de Mohr que se muestra aquí. (a) suelo sin cohesión; (b) suelo cohesivo preconsolidado (c) envolvente Mohr puede ser curva sobre el intervalo completo del ensayo— use la línea recta que mejor se ajuste para definir ϕ. (d) parámetro de esfuerzo cortante efectivo ϕ' obtenido de un ensayo CD o de uno CU con medición de presión de poro y corregido como se indica en el círculo punteado de arriba.

$C \cong 0$. Cuando las presiones normales se aumentan a valores tales que pueden producir ruptura de las partículas del suelo en los puntos de contacto, esa envolvente de falla experimental se vuelve no lineal.

La envolvente de falla para suelos cohesivos descrita por la ec. (13-1) generalmente no es recta, sino que es no lineal a lo largo de todo el intervalo de presiones de ensayo. Los ensayos con esfuerzos efectivos en suelos cohesivos normalmente consolidados descritos por la ec. (13-2) producen una envolvente en presiones efectivas que generalmente pasa por el origen ($c \cong 0$), tal como se ilustra en la fig. 13-2d, y es razonablemente lineal. La pendiente de la envolvente de falla para suelos cohesivos preconsolidados tiene una discontinuidad aproximadamente en el punto de la presión de preconsolidación, como se ilustra en la fig. 13-2b. Los círculos de Mohr ilustrados cualitativamente en la fig. 13-2 pueden obtenerse ya sea por ensayos de corte directo o por triaxiales, tal como se analizará en la sección siguiente.

13-2 ENSAYOS DE SUELOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los ensayos de suelos comúnmente empleados para obtener los parámetros de resistencia incluyen (en orden creciente de costo):

1. Presión inconfinada o ensayos q_u. La resistencia a la compresión obtenida por este ensayo es siempre identificada como q_u. Este ensayo también recibe el nombre de ensayo sin consolidar y sin drenar, o simplemente ensayo sin drenar o ensayo U. La resistencia al ***esfuerzo de corte sin drenar*** se suele identificar como s_u.
2. Ensayos de esfuerzo de corte directo.
3. Compresión confinada o ensayos triaxiales
   (a) deformación triaxial (tres dimensiones)
   (b) deformación plana—requiere equipo especial

Estos ensayos están ilustrados esquemáticamente en la fig. 13-3 y en la 13-4 se ilustra el equipo típico requerido. Sowers (1963) ha presentado una evaluación crítica de los ensayos de corte. Existe una gran cantidad de literatura sobre ensayos de corte y periódicamente alguien presenta un nuevo aparato con el propósito de mejorar los antiguos aparatos de resistencia al corte ilustrados esquemáticamente en la fig. 13-3 y que comúnmente son los usados en la mayoría de los laboratorios de suelos. La mayor parte de los llamados

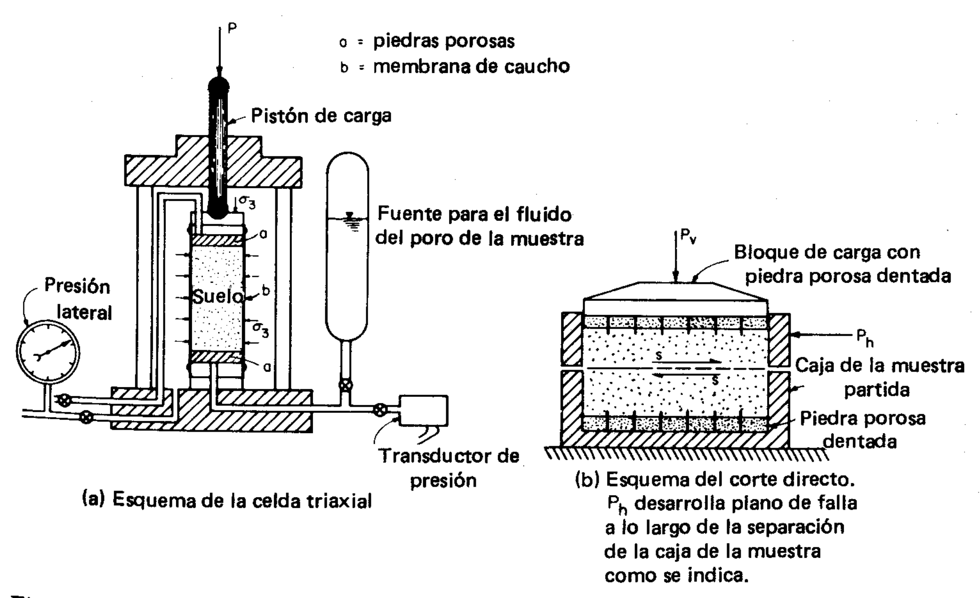


Figura 13-3 Esquemas de ensayos triaxiales y corte directo (ver fig. 13-5*a* para el esquema del ensayo de compresión inconfinada) (*a*) esquema de la cámara triaxial; (*b*) esquema del corte directo P_h produce un plano de falla en la muestra a lo largo de la separación de la caja, como se indica.

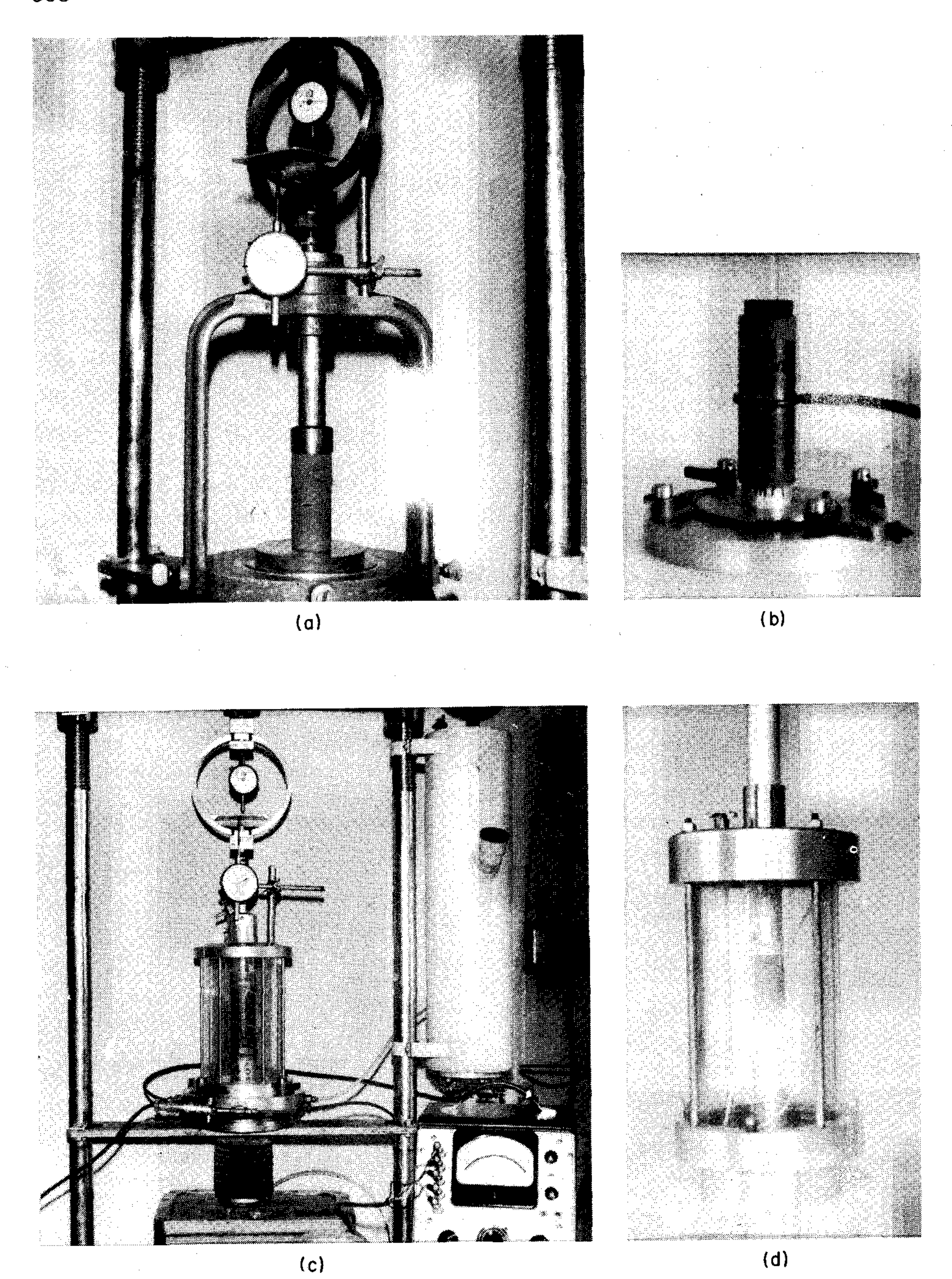


Figura 13-4 Ensayos de corte en el laboratorio. (*a*) ensayo de compresión inconfinada usando el pistón de carga CBR; (*b*) muestra cohesiva parcialmente insertada en una membrana usando un tensor para una membrana (*c*) ensayo triaxial con transductor de presión de poro e indicador electrónico de presión; (*d*) celda triaxial modificada tal que el pistón es del mismo tamaño que la muestra para consolidación anisotrópica.

ensayos con mejoras son demasiado complicados para ser efectos de uso práctico, por lo menos hasta la fecha. El ensayo triaxial con deformación plana es también relativamente complicado y sólo algunas universidades y laboratorios comerciales más grandes lo han construido o lo usan.

El ensayo de compresión inconfinada es muy usado en todo el mundo. Este es un ensayo simple en donde la presión atmosférica rodea el suelo. El correspondiente círculo de Mohr es ilustrado en la fig. 13-5*c*. Del único círculo de una serie de ensayos podemos extrapolar solamente la envolvente de falla considerando $\phi = 0$ y la resistencia sin drenar s_u es:

$$s_u = c = \frac{q_u}{2}$$

Algunos investigadores sostienen la opinión de que si hay agua presente, existe una presión de "confinamiento" efectiva interna en la muestra de un ensayo de compresión inconfinada debido a los efectos de capilaridad y a que estos efectos pueden efectivamente confinar la muestra tanto como si estuviera in situ. Si esto es correcto, entonces también lo es que el grado de saturación, tamaño de las partículas sólidas, fisuración y la humedad del laboratorio serían consideraciones importantes.

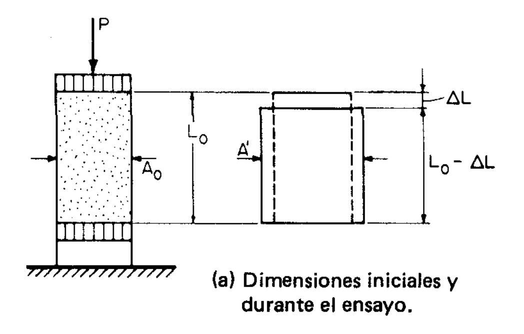
En cualquier caso, muy pocos laboratorios (si los hay) intentan tener en cuenta este confinamiento por capilaridad; se toma q_u como el máximo esfuerzo de compresión y se dibuja en el círculo de Mohr, tal como aparece en la fig. 13-5*c*. Como cada ensayo sería dibujado con $\sigma_3 = 0$, el parámetro de resistencia c (con $\phi = 0$) generalmente da una solución conservadora cuando los esfuerzos de trabajo son mayores que s_u.

El ensayo de compresión inconfinada (y triaxial) se realiza con muestras obtenidas con tubos de pared delgada y sin "perturbar" hasta donde sea posible. Algunas veces q_u se obtiene de muestras procedentes del ensayo de penetración estándar de la sec. 3-9. Cuando la longitud es suficiente[1], la muestra se divide en varias con una relación largo/diámetro para asegurar que el plano

$$2 < \frac{L}{d} < 3$$

de falla no intercepte los cabezotes de carga. La muestra se corta con las caras planas tan paralelas como sea posible (este no es un trabajo fácil cuando se hallan presentes algunos pedacitos de grava) y se coloca en la máquina de compresión ajustada a una velocidad de deformación que no sea mayor de 1.5 mm/minuto, y se obtienen las deformaciones contra las correspondientes cargas en la muestra. Esta información se usa para dibujar la curva de esfuer-

[1] Algunas organizaciones usan una muestra del orden de 12 cm de longitud de tal forma que tres muestras cilíndricas de diámetro aproximado de 5 cm puedan ser talladas de cualquier localización vertical para reducir variaciones en la muestra a lo largo de su longitud.



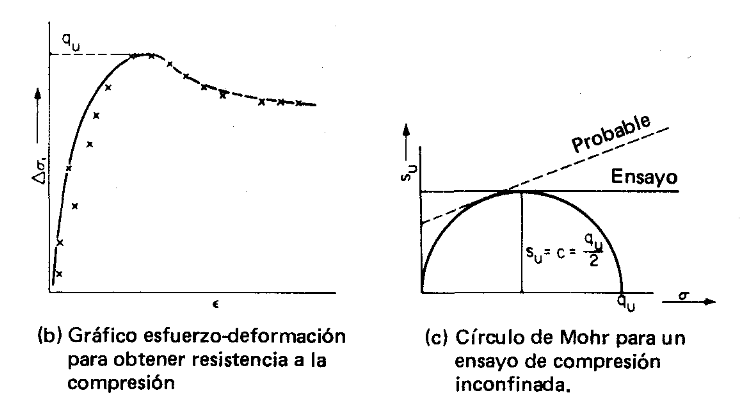


Figura 13-5 **El ensayo de compresión inconfinada.**

zo-deformación σ contra ϵ para obtener el valor máximo de esfuerzo de compresión, que es q_u para el ensayo de compresión inconfinada. Es evidente que un ensayo de compresión inconfinada sólo puede hacerse en suelos cohesivos.

El esfuerzo de compresión σ (o $\Delta\sigma_1$ para un ensayo triaxial) se calcula en forma diferente según se trate de acero, concreto u otros materiales. Para estos materiales el esfuerzo de compresión (desviador) se calcula según la ecuación siguiente:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{A}$$

donde A es la sección trasversal original de la muestra, lo cual da un cálculo conservador. A medida que el suelo se deforma verticalmente, produce deformaciones laterales que incrementan la sección trasversal efectiva que tiende a resistir los esfuerzos. Como esto siempre ocurre con las muestras de laboratorio, y en áreas más grandes en el campo debido al efecto de Poisson, se considera más correcto basar los esfuerzos de compresión en esta sección trasversal aumentada A'. Esta área puede calcularse usando la suposición de que el volumen de la muestra permanece constante, (fig. 13-5*a*); entonces,

$$A_o L_o = A'(L_o - \Delta L)$$

de donde podemos obtener, ya que la deformación $\varepsilon = \Delta L/L_o$,

$$A' = \frac{A_o}{1 - \varepsilon} \tag{13-3}$$

cuyos términos están definidos en la fig. 13-5. El esfuerzo desviador en un momento dado $\Delta\sigma_1$ es:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{A'} \tag{13-4}$$

donde $\Delta\sigma_1$ es el cambio en el esfuerzo principal mayor, ya que se ha supuesto que no hay esfuerzo cortante en los terminales de la muestra de suelo. Como se desarrolla cierta fricción a medida que la muestra tiende a expandirse, se introduce un pequeño error; sin embargo, las investigaciones indican que el error es esencialmente despreciable (Barden y McDermott, 1965). El error puede ser no despreciable en muestras que están en contacto con los cabezotes por mucho tiempo, como puede suceder en proyectos de investigación en los que se usan suelos cohesivos y en los cuales es necesario consolidar completamente la muestra antes del ensayo. La investigación realizada por el autor indica que la ec. (13-3) no describe el ensanchamiento de la muestra en forma razonable (por ejemplo, midiendo el diámetro de la muestra y comparándolo con el cambio debido a la correspondiente deformación). El uso de cabezotes con grasa silicio puede reducir los efectos de restricción.

El ensayo de *corte directo* es un ensayo sencillo y fácil de hacer y sigue en orden creciente de costo. El ensayo se hace colocando la muestra dentro de la caja de corte ilustrada en la fig. 13-3*b*. La caja está partida, tal como se muestra, con la parte inferior fija y la mitad superior libre para moverse y trasladarse. La caja se encuentra disponible en varios tamaños pero comúnmente es de 6.4 cm de diámetro o cuadrada de 5 cm de lado.
Se pone cuidadosamente la muestra en la caja y se coloca sobre ella un bloque de carga que incluye una piedra porosa dentada para permitir drenaje rápido. En seguida se aplica una carga normal P_v. Se separan un tanto las dos mitades y se empalman el bloque de carga y la mitad superior; una vez hecho esto, se puede proseguir de cualquiera de las dos formas que a continuación se describen:

1. El ensayo se comienza inmediatamente y se registran los desplazamientos horizontales producidos por la correspondiente carga horizontal P_h, de tal forma que se pueda dibujar la curva de P_h contra δ_h para encontrar $P_{h,\max}$. Este es el denominado ensayo sin drenar (U).
2. El ensayo se comienza después de haber consolidado el suelo bajo la carga P_v completamente, tal como lo determinaría la observación del dial de carga está en contacto con el bloque de carga. Si el ensayo prosigue:
   (*a*) Rápidamente, se desarrollarán presiones de poro en suelos cohesivos húmedos o saturados debido al bajo coeficiente de permeabilidad; el ensayo se llama consolidado sin drenar (CU).

(*b*) Muy lentamente, de tal manera que no se desarrollen presiones de poros; este ensayo se llama consolidado y drenado (CD). Por lo general este ensayo da para suelos normalmente consolidados un valor de $C' \cong 0$ ó:

$$s = \sigma_n' \tan \phi' \tag{13-5}$$

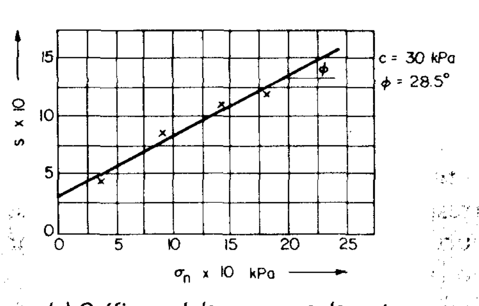
Se realizan dos o más ensayos adicionales usando valores mayores de P_v para dibujar a escala un gráfico de

$$s = \frac{P_v}{A_o} \quad \text{contra} \quad \sigma_n = \frac{P_h}{A_o}$$

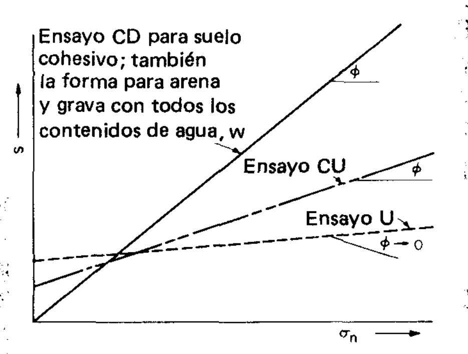
como el de la fig. 13-6, para poder obtener la solución gráfica de la ec. (13-1). Esto es necesario ya que existen dos variables desconocidas (c y ϕ) en la ec. (13-5) ó (13-6) y se requiere un mínimo de dos ensayos para obtener dos valores de s y poder plantear dos ecuaciones simultáneas para obtener la solución.

Los resultados cualitativos de ensayos de corte directo U, CU y CD se muestran en la fig. 13-6*b*, de la cual se puede deducir que los parámetros de resistencia al corte de un suelo no son valores únicos, sino que dependen considerablemente del procedimiento del ensayo.

El espesor de las muestras del ensayo de corte directo es del orden de dos a tres cm; de donde resulta que las condiciones de drenaje son casi probables para suelos sin cohesión (y generalmente se supone así). En ensayos sin drenar con suelos cohesivos es probable que ocurra drenaje; normalmente la *consolidación no requiere de mucho tiempo en ensayos* CU, lo cual representa una considerable ventaja económica. Sin embargo, las condiciones de la presión de poros en ese ensayo no se pueden ni controlar ni medir. Algunos investigadores han intentado correlacionar el contenido de agua a lo largo de la superficie de falla (algo así como la zona de cuatro a seis mm de espesor a



(a) Gráfico real de un ensayo de corte directo en suelo cohesivo. Rara vez los datos dan una línea recta -- algún tipo de interpolación se necesita como se muestra.



(b) Resultados cualitativos de varios tipos de ensayos de corte directo en suelos normalmente consolidados.

Figura 13-6 Ensayo de corte directo.

lo largo de la línea de separación entre las dos cajas) con la resistencia al esfuerzo de corte. El contenido de agua en esta zona será Σ diferente del promedio debido al desplazamiento de partículas, lo que resulta en una disminución en la relación de vacíos.

El ensayo de corte directo fuerza la dirección y la localización del plano de falla, que está en la separación de las dos cajas y es paralelo a la fuerza horizontal. En la práctica, esta condición puede no ser obtenida; no obstante los resultados se consideran satisfactorios. Algunos investigadores consideran que este ensayo cumple con los requisitos suficientes de una deformación plana como para llamarlo ensayo de deformación plana. Considerando que la muestra está confinada de tal forma que sólo pueden producirse movimientos laterales y verticales (deformaciones), que por definición es deformación plana, el lector puede decidir si usa esta información como propia de un ensayo de deformación plana. La segunda deficiencia de este ensayo es que el área de corte A_0 decrece a medida que avanza el ensayo. Fácilmente puede hacerse una corrección por reducción del área con cajas cuadradas de corte aunque esta corrección puede ser no práctica para cajas redondas debido a la gran cantidad de cálculos requeridos para determinar las áreas instantáneas en función de δ_h.

Se considera que los ensayos triaxiales dan los mejores parámetros del suelo y la mejor información de esfuerzo-deformación. Esto es cierto sólo si se obtienen muestras de suelos sin perturbar y se tiene mucho cuidado en la tallada de las muestras y al colocarlas en la membrana de caucho (fig. 13-4*b*). Las dimensiones generales de las muestras varían desde 3.6 a 7.6 cm de diámetro con una relación L/d de 2.2 a 3, como en el ensayo de compresión inconfinada. Es posible ensayar con diámetros mayores; sin embargo con muestras de diámetro mayor de 7.6 cm su obtención puede llegar a ser un factor económico significativo. Es necesario usar en la muestra las presiones de poro in situ, si se desea obtener los parámetros correctos del suelo. Las ventajas particulares de los ensayos triaxiales son:

1. Tienen medios para controlar la presión de confinamiento.
2. Control de la presión de poros. Si la presión de poros es manipulada, esto se denomina aplicación de "contra presión".
3. Cuando la cámara se modifica en forma apropiada (fig. 13-4), es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

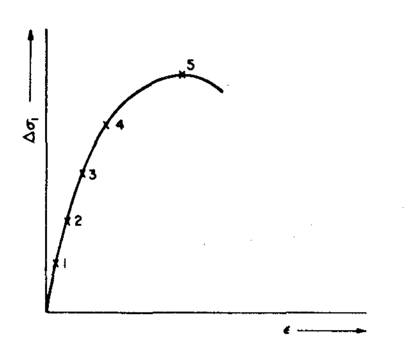
La presión de poros se obtiene generalmente en la base de la muestra usando un aparato medidor de presión de poros (un "transductor" si se usa equipo electrónico), tal como se ilustra esquemáticamente en la fig. 13-3*a*, pero puede tomarse en la mitad si se usa una aguja medidora de presión de poros (lo que requiere una muestra más grande y una membrana de caucho especial que impida la entrada del agua). A menos que la presión de poros se mida exactamente en el plano de falla, el valor medido puede no ser el correcto, ya que es en el plano de falla donde ocurre la mayor reorientación de la estructura del suelo y donde se desarrollan los mayores excesos de presión de poros.

Una curva de esfuerzo-deformación de un ensayo triaxial se puede hacer en la misma forma que para un ensayo de compresión inconfinada, calculando el esfuerzo desviador como

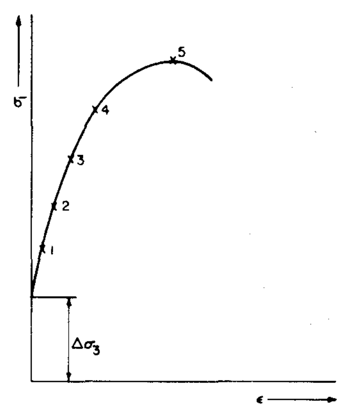
$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{A'}$$

que da una curva esfuerzo-deformación como la de la fig. 13-7*a*. La fig. 13-7*b* muestra una gráfica de σ_1 contra ϵ. Este tipo de figura no es usado, ya que $\Delta\sigma_1 = \sigma_3$ a $\epsilon = 0$. Para un ensayo triaxial el esfuerzo principal mayor se calcula como

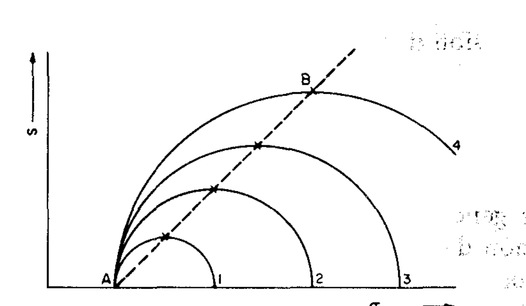
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$$



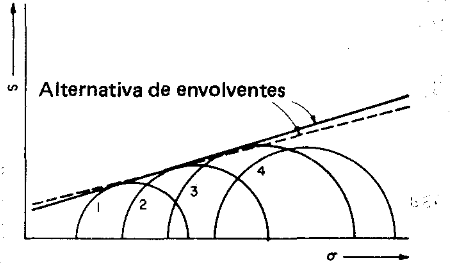
(a) Gráfico esfuerzo-deformación usando esfuerzo desviador contra deformación unitaria (gráfico usual)



(b) Gráfico obtenido si se usa σ_1 contra ϵ; da pendiente indefinida en el origen debido a $\Delta\sigma_3$.



(c) Círculo de Mohr para varios estados de un ensayo triaxial como en "b" dibujado para dar una trayectoria de esfuerzos a lo largo de AB.



(d) La representación de Mohr de 4 ensayos triaxiales da los parámetros ϕ y c. Note de nuevo que rara vez los datos dan una línea recta sin requerir cierta interpretación.

Figura 13-7 Presentación de la información esfuerzo-deformación y de los círculos de Mohr de un ensayo triaxial.

y los valores intantáneos pueden dibujarse con círculos de Mohr, tal como se ilustra en la fig. 13-7*c*. Usualmente el mayor círculo, el de falla, que produce un punto en la envolvente de falla de Mohr, es el único de interés para una presión de confinamiento en particular. Se trazan los resultados de varios ensayos, como en la fig. 13-7*c*, y se traza la envolvente de falla que mejor se acomode para obtener c y ϕ.

En general se requieren tres ensayos como mínimo, ya que el promedio de los resultados de dos ensayos pueden dar un valor poco confiable, si uno de ellos es alto y el otro bajo. Con tres ensayos, se puede descartar un valor excesivamente alto o bajo.

13-3 TRAYECTORIA DE ESFUERZOS Y DIAGRAMAS *pq*

En vez de dibujar los círculos de Mohr para cada condición de esfuerzo como se ilustra en la fig. 13-7*c*, puede ser más conveniente dibujar el estado de esfuerzos en forma de:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{13-6}$$

Estos valores p y q son las coordenadas de un punto del círculo de Mohr en el origen del círculo (p) y en el esfuerzo cortante máximo (q o el radio). La localización de varios puntos de un solo ensayo se ilustran en la fig. 13-7*c* y también en la fig. 13-8; el trazado de una línea que una esos puntos se denomina *trayectoria de esfuerzos*. Una trayectoria de esfuerzos puede hacerse a partir de un solo ensayo pero tiene más valor cuando el dibujo se hace a partir de varios ensayos como en la fig. 13-8. Pueden trazarse trayectorias de esfuerzos para ensayos triaxiales o de consolidación usando presiones efectivas o presiones totales. La localización geométrica de los puntos pq para una serie de ensayos forma una línea de falla llamada línea K_f, tal como la línea $BB'B''$ de la fig. 13-8. Este método de dibujo parece haber sido usado por primera vez por Simons (1960).

La relación entre la línea K_f (de un dibujo de puntos pq) y la envolvente de falla de Mohr (llamada línea ϕ) son las que se muestran en la fig. 13-9. Como el origen es común para ambas líneas (fig. 13-9*b*), tenemos

$$\frac{R}{m + x} = \tan \alpha = \operatorname{sen} \phi = \frac{a}{m}$$

También

$$\frac{c}{\tan \phi} = \frac{a}{\tan \alpha}$$

Pero con $\tan \alpha = \operatorname{sen} \phi$ tenemos que para el intercepto cohesivo

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \tag{13-7}$$

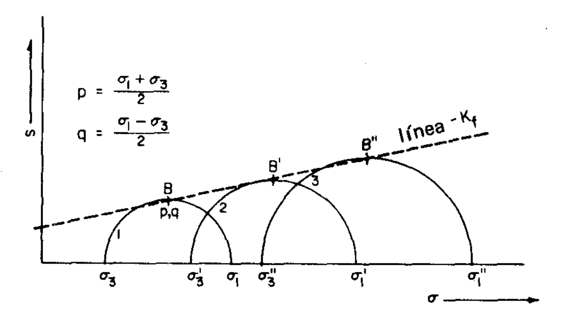


Figura 13-8 Trayectoria de esfuerzos para una serie de ensayos triaxiales. El lugar de los puntos pq como B, B' y B'' puede requerir "el mejor trazado" para producir la línea K_f como se indica. Refiérase a la fig. 13-7*c* para la trayectoria de esfuerzos de un solo ensayo para describir etapas intermedias de esfuerzos.

De aquí, pueden obtenerse los parámetros del suelo c y ϕ de un diagrama pq

1. Leyendo a escala α, a, y m.
2. Calculando $\alpha = \tan -1 \ (a/m)$ (o leyendo a escala).
3. Calculando cos ϕ y después calculando la cohesión c.

Los resultados de un ensayo triaxial pueden ser trazados en el plano de esfuerzos *OCFE* de la fig. 10-3. Refiriéndonos a la fig. 13-10, se rota el plano de esfuerzos investigado en la fig. 13-10*a*, paralelo al plano del papel para un gráfico en dos dimensiones de la trayectoria de esfuerzos, tal como aparece en la fig. 13-10*b*. Podemos dibujar en este tipo de gráfico esfuerzos totales o esfuerzos efectivos. La envolvente de falla para compresión es análoga a la envolvente de falla de Mohr para ensayos de compresión. La envolvente de falla para ensayos de extensión es semejante a la de ensayos de compresión pero da como resultado esfuerzos menores en la falla. La envolvente de extensión se obtiene disminuyendo el esfuerzo axial en un ensayo triaxial pero manteniendo constante σ_3. Esto requiere un sistema de carga especial en el cual se usan cargas estáticas en vez de una máquina con deformación controlada o modificar la celda triaxial, tal como lo ha hecho el autor en la fig. 13-4*d*, en donde el pistón de carga tiene el mismo diámetro que la muestra de suelo, de tal forma que las cargas externas aplicadas producen la presión vertical independiente de la presión de la celda.

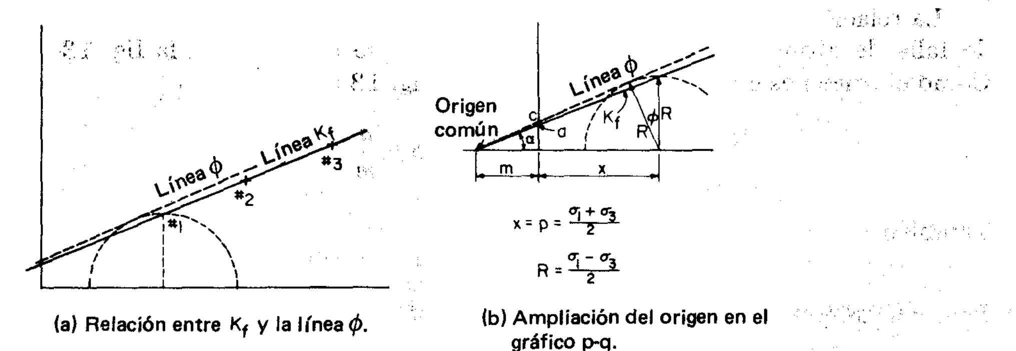


Figura 13-9 Relación entre los parámetros de resistencia al corte y la **línea K_f del gráfico** de trayectoria de esfuerzos.

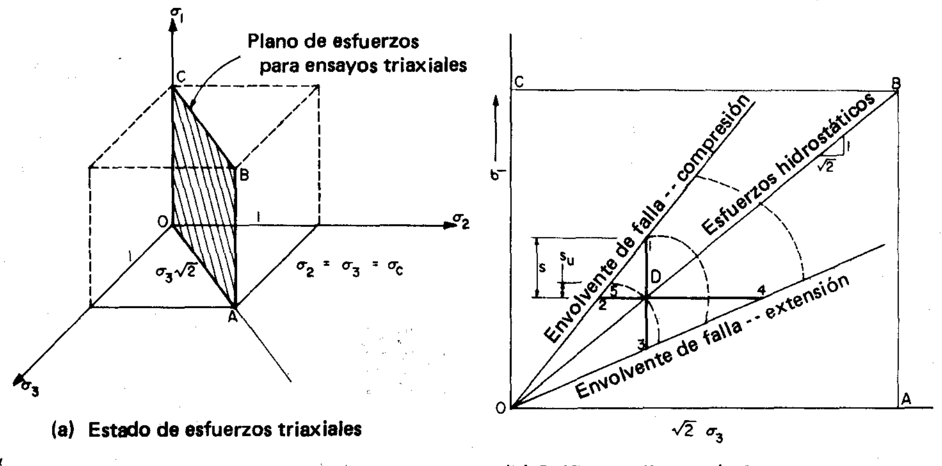


Figura 13-10 Gráfico de esfuerzos triaxiales en el plano de esfuerzos *OABC*. El gráfico en (*b*) es sobre el plano de esfuerzos luego de la rotación, de tal manera que el gráfico es bidimensional (*Luego de Henkel, 1960.*)

La línea *OB* de la fig. 13-10*b* representa las condiciones de esfuerzos hidrostáticos, tal como se describió en la sec. 10-3, y tiene una pendiente, como la mostrada de $1/\sqrt{2}$, si tenemos consolidación isotrópica que produce condiciones de esfuerzos obtaédricos.

Para ensayos en suelos no isotrópicos generalmente es mejor considerar esfuerzos obtaédricos y/o usar un gráfico similar al de la fig. 13-10*b* para describir el cambio de los esfuerzos hasta la falla. Un gráfico con círculos de Mohr comenzará con un círculo que representa los esfuerzos iniciales en vez de un punto de esfuerzo.

Para incrementos seleccionados de la carga axial, se mide la presión de poros y la trayectoria de esfuerzos en presiones efectivas (línea continua) o en presiones totales (línea intermitente) puede ser dibujada como se muestra en la fig. 13-10*b*. En ensayos sin drenar, la trayectoria de esfuerzos depende de las características de la presión de poros de la muestra de suelo; de las condiciones iniciales de consolidación, ya sea isotrópica o no isotrópica; de la relación de sobre-consolidación, y del grado de saturación. La ***resistencia al esfuerzo de corte drenada*** es la distancia vertical desde la condición inicial (tal como el punto D) en la línea de esfuerzos hidrostáticos hasta la intercepción con la línea de falla (tal como D_1 o D_3). La ***resistencia al esfuerzo de corte sin drenar*** es la distancia vertical desde las condiciones iniciales de esfuerzos hidrostáticos hasta la intercepción de la trayectoria de esfuerzos y de la línea de falla (tal como D_5 para s_u, mostrado en la fig. 13-10*b*). Las líneas D_2 y D_4 representan condiciones drenadas para disminución o incre-

mentos de la presión de la celda σ_3, respectivamente. La trayectoria de esfuerzos para las condiciones no drenadas es, de acuerdo con Henkel (1960), una línea de contenido constante de agua. De esto se deduce que se pueden hacer varios ensayos triaxiales con un OCR seleccionado, trazar los resultados y cuidadosamente determinar el contenido de agua en la falla (y en la zona de falla) para identificar contornos de contenido constante de agua. Pueden interpolarse líneas adicionales de contenido de agua constante y entonces el gráfico puede usarse para estudiar la resistencia al esfuerzo de corte y los cambios del contenido de agua del suelo para otras condiciones iniciales, tales como un diferente OCR o un diferente contenido de agua inicial o ambas cosas.

Ejemplo 13-1

DADO Se hizo una prueba en suelo cohesivo con un ensayo de esfuerzo de corte directo con los siguientes valores: Caja de corte cuadrada 5.5 X 5.5 cm; altura = 2.1 cm.

			Esfuerzos calculados kPa	
Ensayo	P_v, kg	P_h, kg	σ_n	s
1	4	2.9	13.0	9.4
2	8	4.3	26.0	13.9
3	12	5.1	39.0	16.5

SE PIDE
(*a*) obtener c y ϕ (c en kPa).
(*b*) encontrar la orientación de los planos principales para el ensayo 2.

SOLUCION

Paso 1 Calcular σ_n y s tal como se muestra en la tabla anterior.

$$\sigma_n = \frac{4(9.807) \times 10^4}{(5.5)^2 \times 10^3} = 13.0 \text{ kPa}$$

los esfuerzos restantes se calculan en forma semejante.

Paso 2 Trazar los valores, aproximar la envolvente de falla, tal como se muestra en la fig. E13-1*a*, y medir:

$$\phi = 17.5^\circ$$

$$c = 5.0 \text{ kPa}$$

Paso 3 Para obtener la orientación de los planos principales, construir el círculo de Mohr para el ensayo 2 y dibujar AB inclinada un ángulo θ tal como se muestra en la fig. E13-1*b*, notando que los planos principales están orientados con θ tal como se muestra y distanciados entre sí 90° y que con el plano de falla real horizontal, los planos principales son los mostrados.

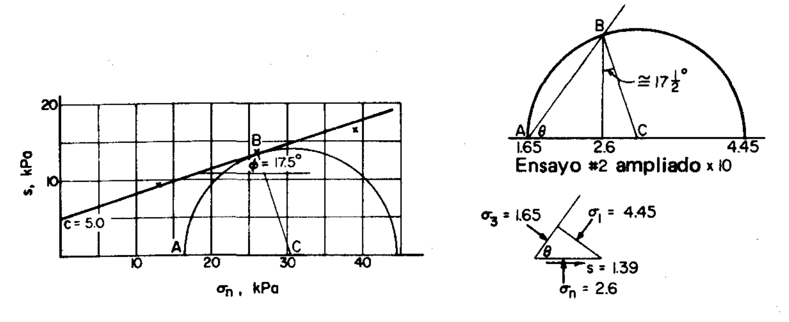


Figura E13-1*a*

Figura E13-1*b*

Ejemplo 13-2

DADO Un ensayo triaxial CU en un suelo no saturado con los siguientes datos:

Ensayo	σ_3, kPa	$\Delta\sigma_1 =$ Esfuerzo desviador	σ_1 Calculado
1	40	63.0	103.0
2	80	86.0	166.0
3	120	102.0	222.0

SE PIDE Encontrar los parámetros aparentes del suelo ϕ y c y la orientación del plano de falla para el ensayo 1.

SOLUCION

Paso 1 Calcular

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$$

$$= 40 + 63.0 = 103.0 \text{ para ensayo 1, etc.}$$

Paso 2 Dibujar los círculos de Mohr para los tres ensayos, como aparece en la fig. E13-2, aproximar la envolvente de falla y leer a escala

$$\phi = 12°$$

$$c = 17.5 \text{ kPa}$$

Paso 3 De σ_3 del ensayo 1, dibujar la línea AB a $\theta = 45 + \phi/2 = 51°$, tal como se muestra, y colocar en el elemento los esfuerzos mostrados. Los valores de σ_n y s pueden calcularse de las ecs. (10-8) y (10-9), pero pueden leerse a escala con precisión satisfactoria.

Ejemplo 13-3

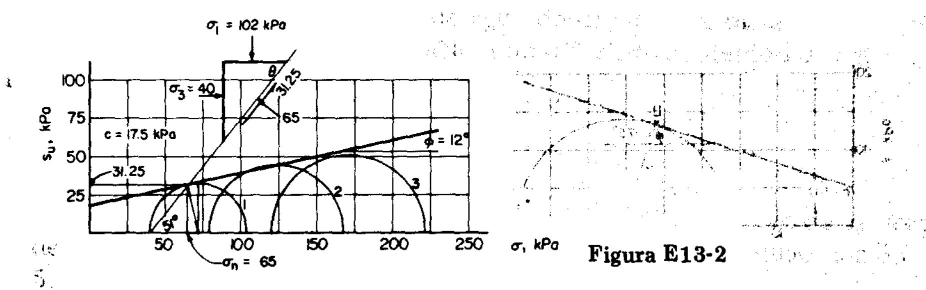


Figura E13-2

DADO Los datos del ensayo triaxial del ejemplo 13-2.

SE PIDE Dibujar un diagrama pq, obtener c y ϕ y compararlos con los del ejemplo 13-2.

SOLUCION

Paso 1 Calcular p y q para cada ensayo (nótese que $q = \Delta\sigma/2$).

Ensayo	σ_3	σ_1	p	q, kPa
1	40	103.0	71.5	31.5
2	80	166.0	123.0	43.0
3	120	222.0	171.0	51.0

Paso 2 Dibujar p contra q, como en la fig. 13-3, aproximar la línea K_f, como se muestra, y leer a escala

$$a = 18 \text{ kPa} \qquad m = 94 \text{ kPa} \qquad \alpha = 11°$$

Paso 3 Calcular

$$\text{sen } \phi = \tan 11° = 0.1944$$

$$\phi = \text{sen}^{-1}(0.1944) = 11.21° \text{ (contra 12° del ejemplo 13-2)}$$

entonces
$$c = \frac{a}{\cos \phi} = \frac{18}{\cos 11.21°} = 18.35 \text{ kPa (contra 17.5)}$$

Estas discrepancias obedecen a una combinación de los efectos de escala e interpretación de la localización de las líneas K_f y ϕ de gráficos separados.

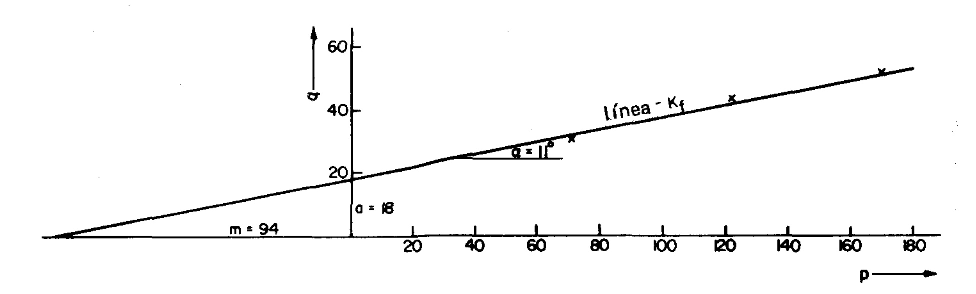


Figura E13-3

Ejemplo 13-4

DADO Ensayos triaxiales en un suelo no cohesivo.

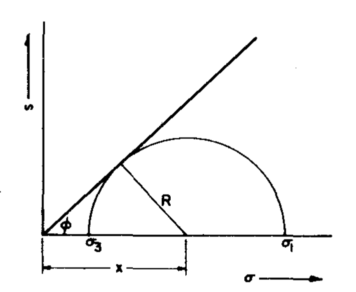


Figura E13-4

Ensayo	σ_1	σ_3, kPa
1	78.5	20
2	186.0	50

SE PIDE El ángulo de fricción interna ϕ.

SOLUCION Calcular el ángulo de acuerdo con la relación mostrada en la fig. E13-4. De la fig. E13-4:

$$\text{sen } \phi = \frac{R}{X} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Para el ensayo 1,

$$\phi = \text{sen}^{-1} \frac{78.5 - 20}{78.5 + 20} = 36.4°$$

Para el ensayo 2,

$$\phi = \text{sen}^{-1} \tfrac{136}{236} = 35.2°$$

Tomar el promedio como el mejor valor para obtener ϕ = **35.8°**.

13-4 FALLA DEL SUELO Y CONCEPTO DE RESISTENCIA RESIDUAL

El suelo en general no falla como los otros materiales; por el contrario, después de alcanzar un valor máximo del esfuerzo a la compresión final o esfuerzo cortante, el suelo continúa resistiendo una carga sustancial. Ese esfuerzo después del máximo se denomina *esfuerzo residual.*

Las curvas esfuerzo-deformación de los suelos pueden exhibir compartimiento frágil, o de fallas súbitas cuando:

1. El suelo es denso, en el caso de arenas secas o húmedas.
2. El suelo es cohesivo y seco.
3. El suelo está en condiciones naturales sin perturbar pero con cementación intergranular, como en algunas arenas y en arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas.
4. El suelo ha sido compactado y ensayado a un contenido de agua por el lado seco del contenido óptimo de humedad.
5. La presión de confinamiento es mucho mayor de 70 kPa en ensayos triaxiales (ver fig. 13-16*b*).

Las arenas sueltas y la mayoría de los suelos cohesivos remoldeados y compactados del lado húmedo de la humedad óptima, tienden a tener una falla más progresiva, particularmente en ensayos q_u o en ensayos triaxiales, cuando se usan presiones de cámara baja. Estas condiciones se ilustran cualitativamente en la fig. 13-11*a* y *b*. Nótese que la falla frágil ocurre a deformaciones bajas del orden de 1 al 3% (0.01 a 0.03 cm/cm).

Cuando el suelo es no cohesivo y suelto o cohesivo y húmedo, el esfuerzo en la falla puede no ser definido claramente, como en la fig. 13-11*b*. En este caso, la falla puede decidirse arbitrariamente cuando se llega a alguna deformación, como el valor de ϵ = 0.20 (20% que generalmente se toma tal como se ilustra).

El desarrollo gradual del esfuerzo último de la fig. 13-11*b* puede recibir el nombre de falla progresiva, a diferencia de la falla más frágil de la fig. 13-11*a*. Es decir, a lo largo de la superficie de falla porciones de la matriz de suelo fallan; los esfuerzos son entonces transferidos a las zonas no falladas, donde de nuevo esos esfuerzos mayores hacen fallar esas zonas, repitiéndose sucesivamente el fenómeno de traslado de esfuerzos. La resistencia final se alcanza como combinación de falla, casi falla y otros esfuerzos de magnitud incierta. La evidencia indica que la mayoría de las fallas de suelo son progresivas sobre una área finita, en vez de tener un valor de esfuerzo específico.

Para muestras no cohesivas, la evidencia experimental indica que la curva de falla frágil obtenida por muestras densas de la fig. 13-11*a* y la curva con muestras sueltas de la fig. 13-11*b* convergerán tal como aparece en la fig. 13-11*c*, para un mismo suelo, a un mismo valor de la relación de vacíos denominada relación crítica de vacíos en algunas investigaciones iniciales. Esta relación crítica de vacíos generalmente está entre las relaciones de vacíos de las dos muestras ensayadas. Esta observación significa que los suelos densos tienden a expandirse (propiedad de dilatancia) y los suelos sueltos tienden a densificarse, o sucumbir, durante el corte. La tendencia a expandirse ocurre

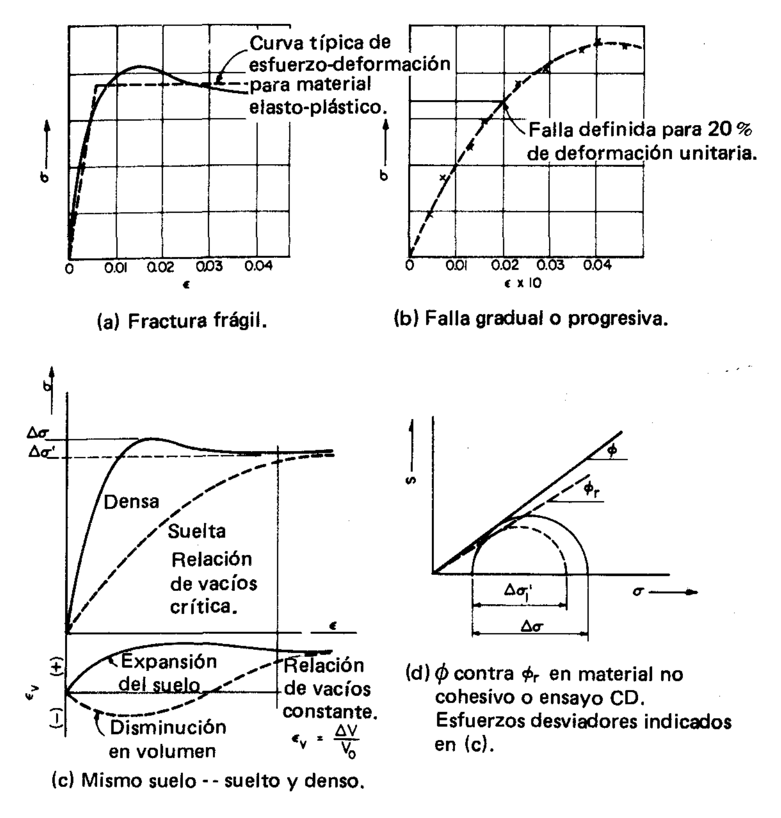


Figura 13-11 Relación esfuerzo-deformación para suelo denso y suelto.

debido al efecto de la trabazón de las partículas en suelos densos y se obtiene como resultado del desplazamiento aleatorio de una gran cantidad de partículas que son forzadas a subir y a deslizarse por encima de las adyacentes y de las partículas confinantes, tal como se ilustra en la fig. 13-12*a*. Cuando el suelo está suelto, el cambio de posición da como resultado un efecto neto de disminución de volumen ya que los granos al rodar pueden "caer" en los vacíos o espacios entre partículas.

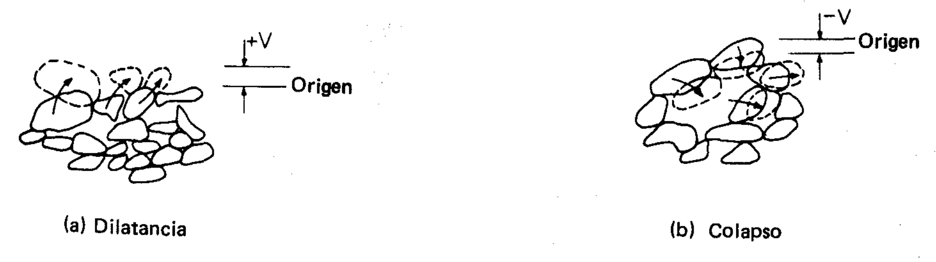


Figura 13-12 Efectos de la dilatancia y colapso durante el corte en suelos sin cohesión.

La relación crítica de vacíos puede determinarse aproximadamente midiendo los cambios de volumen para muestras de suelos densos o sueltos en el ensayo de corte directo y obtener el tipo de información ilustrada en la fig. 13-11*c*. La relación crítica de vacíos se determina menos fácilmente en ensayos triaxiales.

Se puede usar algún valor de la resistencia residual, digamos al 20 ó 30% de la deformación, para dibujar un círculo de Mohr modificado, como se ilustra en la fig. 13-11*d*, para obtener el ángulo de fusión interna residual ϕ_r, el cual puede dar un parámetro más realista de la resistencia en el campo cuando se pueden tolerar grandes deformaciones de suelos o se pueden preveer esas grandes deformaciones.

13-5 EFECTOS DE LA PRESION DE POROS Y ENSAYOS NO CONSOLIDADOS NO DRENADOS (SIN DRENAR O ENSAYOS U)

Los resultados de los ensayos no consolidados no drenados dependen en gran parte del tipo de ensayo, suelo y grado de saturación. Consideraremos estos varios factores en las siguientes discusiones.

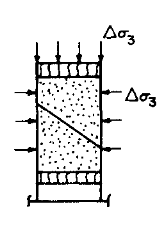
Suelos no cohesivos

Es casi imposible hacer un ensayo no drenado con suelos no cohesivos en el aparato de corte directo debido al espesor de 20 a 25 mm de la muestra y al gran coeficiente de permeabilidad de ellos. En el aparato triaxial, si los tubos de drenaje de la muestra se dejan abiertas, ocurrirá drenaje durante el ensayo, de tal forma que se determinará un ángulo ϕ intermedio entre 0 y ϕ'. El valor exacto depende del grado de saturación, del coeficiente de permeabilidad y de la velocidad de deformación, es decir, cuánta presión de poros instantánea se desarrolle dependerá cuán llenos estén los vacíos y de cuán rápido esa presión de poros pueda disiparse por drenaje.

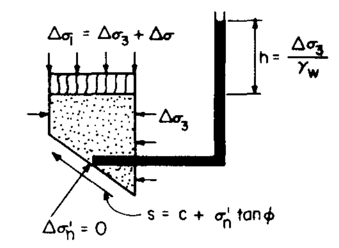
No tendría razón hacer un ensayo sin drenar en muestras saturadas en estado de densidad suelta a media de suelos no cohesivos, ya que el ensayo no podría hacerse por las razones ilustradas en la fig. 13-13*a* y *b*. Un ensayo sin drenar en una muestra densa saturada dará una pequeña cohesión aparente debido a la presión de poros negativa que se dasarrolla cuando la muestra se expande. Esta cohesión es muy pequeña y difícil de medir y debe despreciarse ya que se disiparía con el tiempo en el campo.

Suelo cohesivo remoldeado y compactado

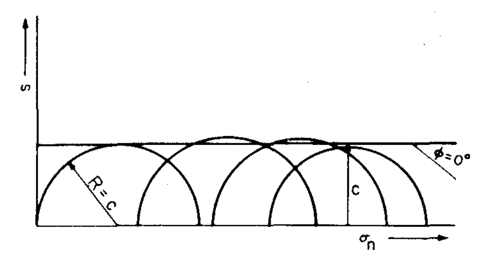
La fig. 13-13*a* ilustra una muestra saturada completamente remoldeada, confinada en una membrana de caucho, como en el ensayo triaxial, con una condición isotrópica de esfuerzo inicial de $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$ y presión de poros = 0. Se aplica en seguida una presión de confinamiento $\Delta\sigma_3$. Si no se permite drenaje, no puede ocurrir cambio de estructura y como en el ensayo de consoli-



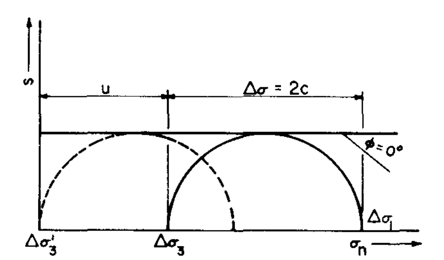
(a) Muestra confinada.



(b) Cuerpo libre de un ensayo U en suelo cohesivo.



(c) Círculos de Mohr de una serie de ensayos U. Note que las muestras de campo "sin disturbar" tienden a círculos de varios radios.



(d) Ensayo U saturado corregido por presión de poro.

Figura 13-13 Ensayo de corte sin consolidación sin drenar.

dación la presión de poros resistirá el esfuerzo de confinamientos, produciendo $u = \Delta\sigma_3$. Cuando se aplica el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1$, se obtiene el driagrama de cuerpo libre de la fig. 13-13*b*. Resulta evidente de este diagrama de cuerpo libre que el esfuerzo efectivo en el plano *AA* (despreciando el efecto del peso unitario del suelo) es:

$$\Delta\sigma_n' = \Delta\sigma_n - u = 0$$

ya que la presión de poros actúa con la misma intensidad en todas las direcciones. De esto se deduce que cualquier esfuerzo $\Delta\sigma_1$ aplicado es resistido por la cohesión del suelo, ya que

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

pero con $\sigma' = 0$ el término $\sigma \tan \phi$ que representa la resistencia a la fricción en función de los esfuerzos totales produce aún una contribución cero, y tenemos que la resistencia al corte es $s = c$. Este valor de la resistencia al corte se suele simbolizar por s_u y significa la resistencia al esfuerzo de corte sin drenar. Entonces, la carga aplicada en suelos cohesivos saturados en condiciones sin drenaje es resistida por el parámetro cohesivo. De aquí se deduce necesariamente que una serie de ensayos triaxiales podrán dar sólo una serie de círculos de Mohr de radio *c* desplazados desde la izquierda hacia la derecha a lo largo del eje σ, dependiendo de la presión de cámara $\Delta\sigma_3$. Cualquier

diferencia en el tamaño de los círculos obedece a la variación normal del grado de saturación S y cohesión que se presenta de una muestra a otra. El lector debe referirse ahora de nuevo a la última frase del título "suelo no cohesivo", inmediatamente precedente.

Esta condición sin drenar produce una aparente condición $\phi = 0$. Se emplea el término "aparente" porque es σ' la que produce la resistencia a la fricción de

$$\sigma' \tan \phi' = 0$$

independientemente de si se usan esfuerzos totales o esfuerzos efectivos y ϕ no es cero, como lo indicarían ensayos drenados.

Como la presión de poros depende de $\Delta\sigma_3$, podemos escribir

$$u = B\,\Delta\sigma_3$$

donde $B = 1$ para condiciones saturadas, pero generalmente no se conoce para $S <$ de 100% y debe medirse si se desea alguna confiabilidad (ver sec. 13-12). En cualquier ensayo sin drenar, si la presión de poros es conocida podemos corregirlo como sigue a continuación:

Escribiendo para esfuerzos efectivos

Generalmente	Cuando $s \rightarrow 100\%$
$\sigma_3 = \sigma_3 - u$	$\sigma_3 = 0$
$\sigma_1' = \sigma_1 - u$	$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1 - u = \Delta\sigma$

Restando el caso general se obtiene

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{13-8}$$

Esto muestra que el diámetro del círculo de Mohr no es cambiado por la presión de poros, pero el origen de los círculos es desplazado hacia la izquierda (en el caso de $S = 100\%$ hasta el origen) por la presión de poros u, como se muestra en la fig. 13-13*d*. Este conjunto de círculos de Mohr es teóricamente idéntico a los obtenidos por ensayos de compresión inconfinada.

Suelos cohesivos—Normalmente consolidados

Si tomamos una muestra in situ, su tendencia a expandirse debido a la pérdida de los esfuerzos in situ producirá presión de poros negativa. Si tomamos la muestra y la colocamos en una cámara triaxial y

Se aplica	Producimos (cualitativamente) presión de poros de
$\sigma_c < p_o$	$-u$
$\sigma_c = p_o$	$u \rightarrow 0$
$\sigma_c > p_o$	$+u$

La aplicación del esfuerzo desviador tiende a producir un $+\Delta u$ a la existente, a menos que la estructura se derrumbe. Los resultados de una serie de ensayos usualmente produce $\phi \rightarrow 0$, como cualitativamente se muestra en la fig. 13-14*a*. En general, en la literatura de mecánica de suelos, "resistencia sin drenar" implica $\phi = 0$.

El ensayo de compresión inconfinada en esta situación produce buenos resultados, ya que con $\sigma_c = 0$ la presión de poros negativa, que actúa como un agente confinante, es máxima (máxima posible → 103 kPa.) y puede ser aproximadamente p_o. Esta información puede ser adecuada por la razón adicional de que, debido a la perturbación adicional cuando son insertadas en el equipo triaxial y junto con las condiciones inciertas de la presión de poros, especialmente si $\sigma_c > p_o$— muestras de buena calidad producen resultados dudosos.

En general, por estas razones la compresión inconfinada debe ser usada cuando se necesiten ensayos no consolidados no drenados o simplemente "sin drenar", ya que los resultados son tan buenos como los de un ensayo triaxial y la compresión inconfinada (fig. 13-14*b*) es considerablemente más económica.

13-6 EFECTOS DE LA PRESION DE POROS EN ENSAYOS CONSOLIDADOS SIN DRENAR (CU)

Se obtienen ensayos consolidados sin drenar cuando la muestra es colocada en la cámara triaxial en la cual el cambio de volumen de la muestra puede ser medido y:

1. Consolidarla bajo la presión de la celda σ_c, que produce consolidación *isotrópica* (ver fig. 13-15), y generalmente no es el mismo estado de esfuerzo in situ aun si σ_c se calcula con base en la profundidad de obtención de la muestra y K_o, según la sec. 15-1.

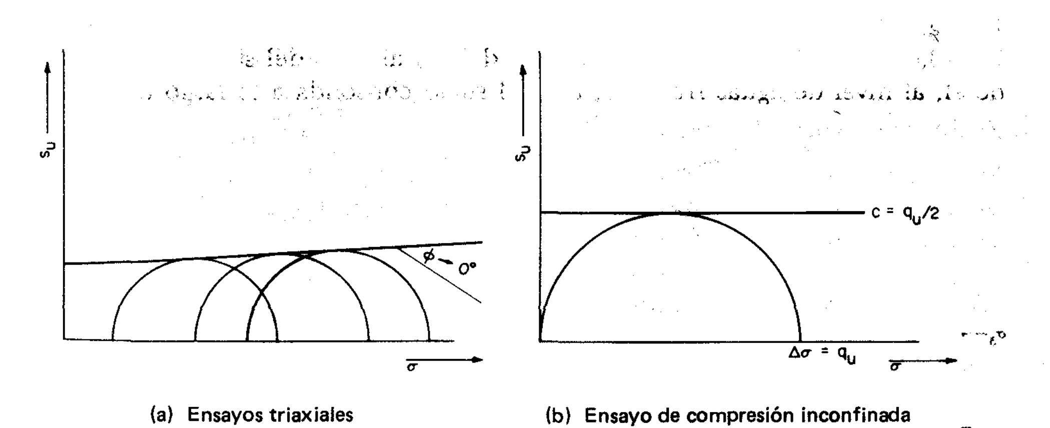


Figura 13-14 Ensayos de corte sin consolidar sin drenar.

2. Consolidarla bajo una combinación de presión de cámara σ_c y una presión vertical adicional de $\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_1$ que produce una consolidación *no isotrópica*. Esto puede ser más realista debido a los efectos del suelo por encima de la muestra y/o preconsolidación. Obsérvese que con cierto ingenio y modificación de la celda, la presión vertical y lateral en la muestra puede aplicarse a cierta relación deseada de $K = \sigma_h/\sigma_v$.

Los cambios de volumen bajo consolidación requieren que se permita el drenaje en la consolidación. El ensayo consolidado sin drenar se realiza después de que la consolidación se haya completado si permitir después drenaje externo. La consolidación se considera completa cuando la pendiente de la curva "cambio de volumen contra tiempo" es suficientemente pequeña. Este proceso es acelerado colocando filtros dentro de la membrana y en contacto con la muestra o si la muestra es suficientemente larga y libre de partículas de grava, perforando un agujero de diámetro muy pequeño, el centro del cual se llena con arena fina.

La consolidación de la muestra produce aumento de densidad, una pequeña disminución en el contenido de humedad y un aumento en la resistencia al corte. El aumento de la resistencia al corte se debe parcialmente a la disminución del contenido de humedad, lo que da como resultado un ordenamiento más denso de las partículas de arcilla, de tal forma que la atracción interparticular es mayor. Y en parte debido al efecto de trabazón resultante de este arreglo más denso. Al final de la consolidación el exceso de presión de poros producido por los esfuerzos de consolidación deben ser aproximadamente cero, (definición de finalización de la consolidación). Como los resultados de los ensayos consolidados sin drenar son diferentes, sea que la arcilla esté normalmente consolidada o sobreconsolidada, se considerarán separadamente.

ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA

La fig. 13-16*a* ilustra las condiciones en el campo para un suelo cohesivo. Bajo las condiciones normales de carga debido al peso del suelo por encima de él, al nivel de aguas freáticas, etc., el suelo consolida a lo largo de la tra-

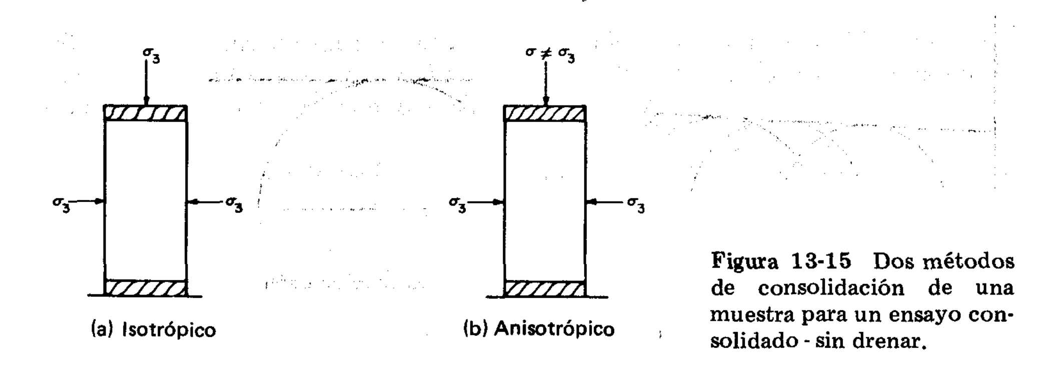


Figura 13-15 Dos métodos de consolidación de una muestra para un ensayo consolidado - sin drenar.

yectoria *ABC*. El presente estado de la muestra es el punto *B*, correspondiente a la *presión efectiva* p_o, debido al peso del suelo por encima de ella. Por definición no existe presión de poros en la muestra, ya que está consolidada. Cuando la muestra es extraída, se pierde la presión de confinamiento y las condiciones de la presión hidroestática cambian considerablemente. Esto se muestra cualitativamente mediante la línea punteada *BD*, que representa la expansión de la muestra, debido a la pérdida de los esfuerzos de confinamiento. Si se impide el drenaje o a la muestra no se le permite absorber agua de ninguna fuente, incluyendo la humedad del laboratorio, se desarrollarán presiones de poro negativas debido a los efectos de capilaridad que tienden a resistir la expansión de la muestra.

Si la muestra se coloca en la cámara triaxial y la presión de confinamiento se aplica por incrementos, como en el ensayo de consolidación, hasta un nivel que reproduzca el valor in situ, de p_o (y sin drenaje), obtenemos cualitativamente la rama de la curva *DB'*. En este punto la presión de poro es cero. La muestra también se perturba de algo a bastante, ya que *B'* está por debajo de *B*. Las posiciones relativas de *B* y *B'*, si fuera posible reproducir la curva *ABC*, indicaría el grado de perturbación (refiérase también a la fig. 13-18). Podemos afirmar cualitativamente que:

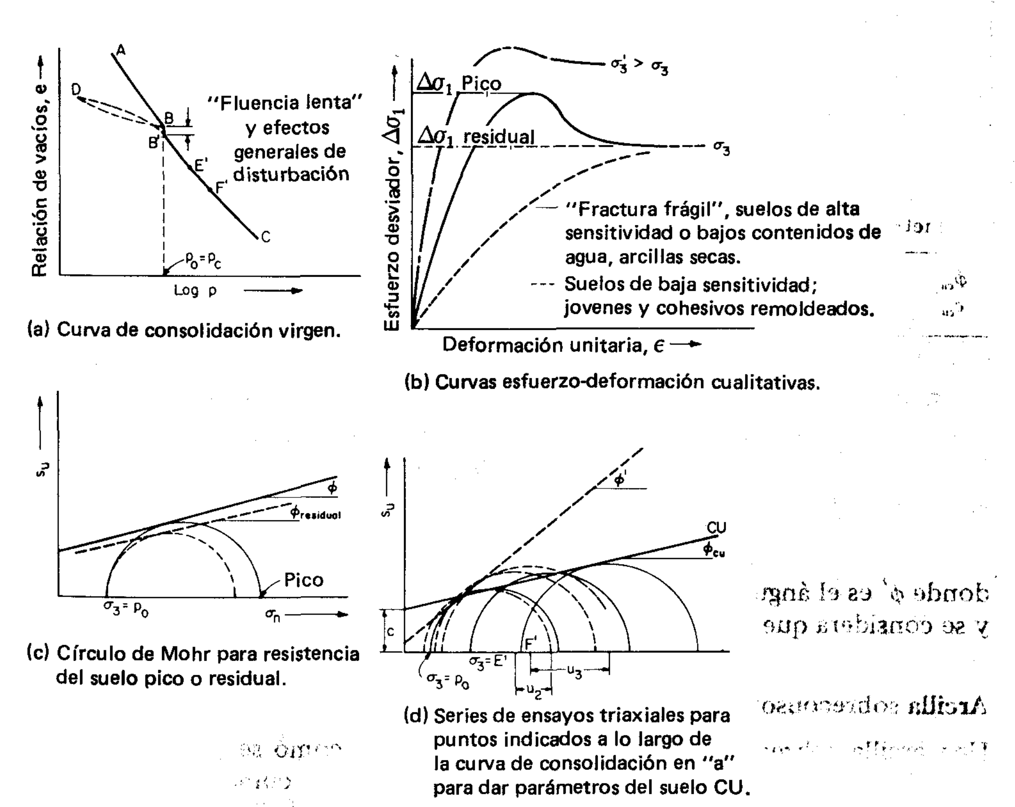


Figura 13-16 Ensayos consolidados-sin drenar en suelos cohesivos normalmente consolidados.

1. Si la arcilla es sensitiva, la perturbación puede ser grande.
2. Si se usan esfuerzos isotrópicos de recompresión, en vez de estado de esfuerzos in situ no isotrópicos de $\sigma'_3 = K_o \sigma'_1$, introduciremos también una perturbación.
3. Si el esfuerzo de recompresión $\sigma_c < p_o$, la presión de poros permanecerá un tanto negativa; si $\sigma_c > p_o$, habrá presión de poros positiva, en general,

$$u = \sigma_c - p_o$$

Si no se permite drenaje y ahora se aplica el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1$, obtenemos la curva esfuerzo-deformación para un ensayo consolidado sin drenar, que se muestra cualitativamente en la fig. 13-16*b*, y usando el valor de la resistencia máxima o residual, podemos dibujar los círculos de Mohr de la fig. 13-16*c*, de líneas continuas o intermitentes, respectivamente.

Podemos ahora tomar una segunda muestra a la misma profundidad de la anterior y tan cerca como se pueda y aplicarle una presión de confinamiento de p_c, consolidarla después con drenaje a lo largo de la curva de compresión de $BB'C$ hasta el punto E'. Cuando el cambio de volumen se haya completado, la presión de poro en la muestra será cero. Cerrando el sistema de drenaje y aplicando el esfuerzo desviador, obtenemos el segundo círculo de Mohr y, por lo menos, con una muestra adicional con $\sigma_c = F'$, obtenemos la serie de círculos ilustrados en la fig. 13-16*d*. La envolvente de falla obtenida como la de "mejor aproximación" da los parámetros de resistencia al corte CU, los cuales pueden ser:

Parámetros de la resistencia pico	Parámetros de la resistencia residual
ϕ_{cu}	$\phi_{cu(\text{residual})}$
c_{cu}	$c_{cu(\text{residual})} \rightarrow 0$

Si medimos la presión de poros que se desarrolla durante la aplicación del esfuerzo desviador, obtendremos los círculos con líneas discontinuas ilustrados en la fig. 13-16*d*, los cuales darán la envolvente de falla, que en forma aproximada es:

$$s = \sigma' \tan \phi'$$

donde ϕ' es el ángulo de fricción interna en presiones efectivas o con drenajes y se considera que es el valor máximo posible para un suelo cualquiera.

Arcilla sobreconsolidada intacta

Una arcilla sobreconsolidada puede ser producida como se ilustra en la fig. 13-17. La fig. 13-17*a* representa un depósito de arcilla, como el del fondo de un lago o de una bahía. Depositaciones posteriores producen los esfuerzos de la fig. 13-17*b* y *c*. En este momento el depósito puede tener de 100 a 1000 m

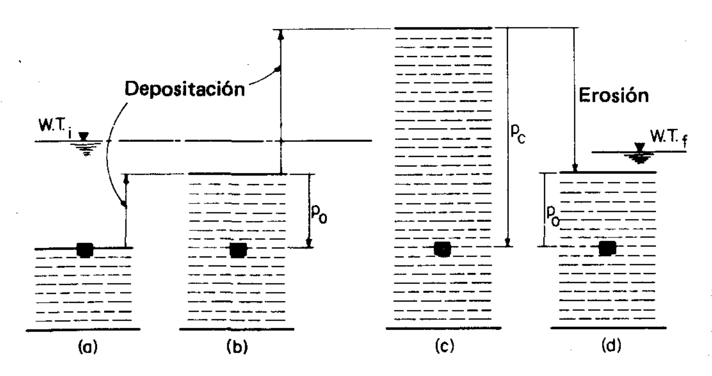


Figura 13-17 Formación natural de un depósito de arcilla sobreconsolidada.

de profundidad. Erosión posterior produce la condición de sobreconsolidación de la fig. 13-17*d*. La remoción de la presión está acompañada por un incremento pequeño en el contenido de agua, pero mucho menor que la disminución ocurrida durante el proceso de consolidación. Aunque la arcilla en *b* y en *d* está realmente a la misma presión in situ p_o, la densidad y la resistencia son mayores y el contenido de agua es menor para *d*. Otros factores como desecación, cambios en el contenido de sales y fluencia lenta, pueden producir efectos de sobreconsolidación. La fig. 13-18 ilustra cómo la fluencia lenta puede producir efectos de preconsolidación. La curva mostrada se interpreta como:

1. El suelo es depositado a una presión in situ p_o, debido al peso de los estratos superiores, la cual produce e_o al final de la consolidación primaria, como aparece señalado en el punto *A*.

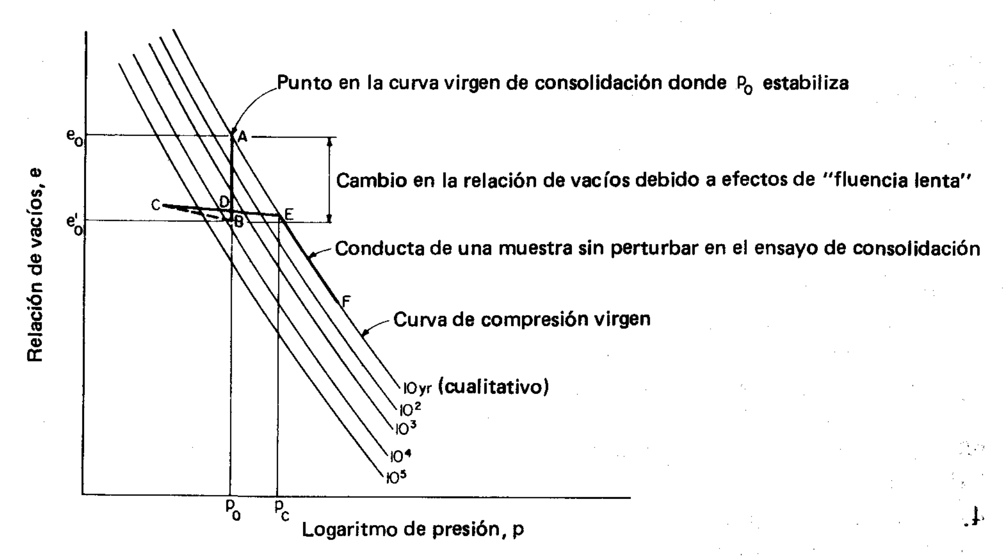


Figura 13-18 Fluencia lenta (o compresión secundaria) produciendo aparente preconsolidación (*Luego de Bjerrum, 1972.*)

2. Una fluencia lenta posterior reduce la relación de vacíos e_o a e_o' en el punto *B*.
3. Al ser extraída, la muestra se expanderá hasta *C*, y entonces en el ensayo de consolidación se comprimirá a lo largo de *CDEF*, dando una aparente preconsolidación de p_c en *E*.

Nótese que este concepto es altamente idealizado y que por lo menos tres factores actúan para producir un pequeño p_c :

1. Muchas arcillas son postglaciales; por lo tanto la duración de la fluencia lenta no es de más de 15 000 años.
2. La fluencia lenta no es grande en arcillas inorgánicas.
3. La fluencia lenta depende de p_o, que puede no ser muy grande para depósitos superficiales.

Durante el período glacial el suelo produjo sobreconsolidación de algunos depósitos; sin embargo, arcillas depositadas como resultado de que el hielo se derritiese o como productos de una "tilita" glacial, son normalmente consolidadas a menos que hayan tenido lugar los efectos de la desecación. De acuerdo con la fig. 13-17, un suelo sobreconsolidado se define con la relación de *sobreconsolidación* (OCR) que se calcula como

$$\text{OCR} = \frac{p_c}{p_o} > 1$$

Un OCR = 1 es para una arcilla normalmente consolidada. La fig. 13-19*a* ilustra la envolvente de falla de la resistencia al corte ($F'\,AB$) para una arcilla sobreconsolidada que ha sido preconsolidada a p_c debido a un factor geológico, químico o climático y que actualmente está sometida a una presión in situ de p_o . La curva *ABC* de la fig. 13-19*b* representa la curva de compresión virgen durante la preconsolidación (sin los efectos de la fluencia lenta) y una pérdida posterior de presión efectiva a lo largo de la trayectoria *BDEFGE*. En cada etapa a lo largo de la curva "carga—descarga" podemos estimar la resistencia al corte y encontrar la rama de sobreconsolidación ($F'G'\ E'D'A$) de la curva *s* contra *p* como sigue (para los puntos E' y D'):

1. En los puntos *D* y *E*, de la fig. 13-19*b*, trace líneas verticales desde (*b*) hasta (*a*) y localice los puntos *d* y *e* en la curva *s* contra *p*.
2. Proyecte desde *D* y *E* líneas horizontales y localice los puntos $1'$ y $2'$ en la rama virgen de la curva de compresión.
3. Desde los puntos $1'$ y $2'$, extienda líneas verticales hasta (*a*) y localice los correspondientes puntos $1'$ y $2'$ en la curva *s* contra *p*. Nótese que estos dos puntos definen el esfuerzo cortante para una arcilla normalmente consolidada bajo las presiones correspondientes a las relaciones de vacíos e_o y e_1.
4. Extienda líneas horizontales desde $1'$ y $2'$ hasta intersectar las extensiones verticales que pasan por *d* y *e* y localice los puntos E' y D', tal como se muestra. Usando estos puntos, puntos *A* y G' como se muestra, construya la rama de sobreconsolidación de esa curva.

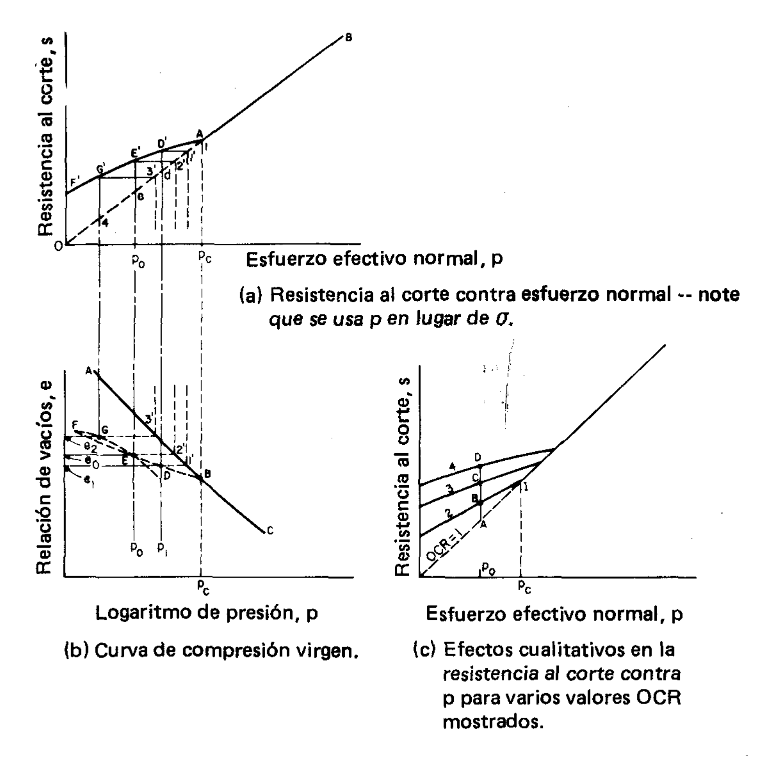


Figura 13-19 Efectos de la sobreconsolidación en la resistencia al corte.

Refiriéndose nuevamente a la fig. 13-19*b*, una muestra obtenida in situ sometida a una presión actual de p_o tendrá inicialmente un exceso de presión de poro debido a fluencia lenta, condiciones climáticas y otros factores; sin embargo, puede haber presión de agua hidrostática en los poros debido a la posición de la tabla freática. Cuando la muestra es extraída del sitio, ocurre cierta expansión (de *E* a *F*), que desarrolla una presión de poros negativa, pero el rebote será mucho menor que la de arcillas normalmente consolidadas. La sensitividad para arcillas sobreconsolidadas será también mucho mayor que para arcillas normalmente consolidadas. Ahora, cuando la presión de la celda σ_c es aplicada para simular p_o, obtenemos la curva *FGE* de la fig. 13-19*b*. En el punto *E* la presión de poro será nuevamente cero.

Nótese que una muestra puede preconsolidarse en el laboratorio colocándola en la cámara triaxial con una presión de cámara $\Delta\sigma_3$ mayor que la usada en el ensayo, durante un tiempo suficiente para que se complete el cambio de volumen.

Si la presión de confinamiento es mayor o menor que p_c, el exceso de la presión de poro se calcula

$$u = \Delta\sigma_3 - p_c$$

y será positiva si $\Delta\sigma_3 > p_c$ y negativa si $\Delta\sigma_3 < p_c$. La presión de poros negativa es causada por la tensión capilar en el agua, a medida que los granos del

suelo tienden a expandirse debido a la reducción de la presión de consolidación. En suelos parcialmente saturados, las presiones de capilaridad producidas por el secado también desarrollan presiones de poro negativas (succión).

La aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1$ en el ensayo (CU) producirá algunos de los siguientes efectos:

1. Presión de poros positiva si $p_c / p_o < 4^+$; esto da como resultado una menor resistencia al corte y $\phi < \phi$.
2. Presiones de poro negativas si $p_c / p_o > 4\pm$ debido a la tendencia a expandirse de la muestra, ya que el suelo con esta *OCR* está cercana a una densidad muy alta y el esfuerzo cortante tiende a producir expansión volumétrica, lo que produce subcción si no hay drenaje en la muestra. El resultado aparente de la resistencia al corte en esta situación, será irealmente alta, más alta que la resistencia al corte "sin drenar". Esta condición puede producir en el campo una condición de diseño insegura ya que la presión de poro negativa (succión) atraerá agua, que:

   (*a*) Reducirá la cohesión debido al ablandamiento de la arcilla.
   (*b*) Incrementará la presión de poros hasta cero, de tal forma que se perderá el efecto benéfico de la presión de poro negativa debido al aumento de la presión efectiva.

Si realizamos un ensayo adicional consolidado, sin drenar, a una presión de cámara de $\sigma_c = p_c$, con una muestra completamente sin perturbar, el círculo de Mohr resultante debe ser tangente a la curva *OAB* de la fig. 13-19*a* en el punto *A*.

Las envolventes de falla para arcillas normalmente consolidadas, moderadamente sobreconsolidadas y altamente preconsolidadas, se ilustran cualitativamente en la fig. 13-19*b*. Nótese que el efecto cualitativo de la trabazón de partículas/densidad se manifiesta en la diferencia de la resistencia al corte entre los puntos *A*, *B* y *C* para el mismo *esfuerzo normal efectivo*. La localización del punto *I* que divide las dos ramas de la envolvente de falla de Mohr depende de la OCR de p_c/p_o y no es un solo punto.

El intercepto cohesivo obtenido en ensayos *CD* para suelos cohesivos sobreconsolidados es probablemente un concepto más cercano a la verdadera cohesión que los parámetros analíticos obtenidos de la ec. 13-1. La razón de esta cohesión no está muy bien entendida pero puede obedecer a lo siguiente:

1. Fuerzas y uniones cementantes entre partículas creadas al acercarse entre sí las partículas debido a la reducción de la relación de vacíos y de la reducción del contenido de agua, ya que algunas de las dobles capas y alguna libre es expulsada por la presión de consolidación.
2. Cementación entre partículas ocasionadas por lixiviación en la masa de suelo. Esto incluye la cementación de subproductos originados por el aplastamiento de partículas en los puntos de contacto, debido a que la presión de consolidación produce esfuerzos de falla en esas pequeñas áreas. El aplastamiento de esos puntos de contacto de las partículas puede producir también una cierta cantidad de cementación entre partículas.

Es de esperarse que el comportamiento con respecto al esfuerzo cortante de arcillas sobreconsolidadas a esfuerzos normales mayores que p_c sea igual al de las arcillas normalmente consolidadas. Más allá de la presión de preconsolidación, la estructura del suelo está simplemente sujeta a esfuerzos que tienden a causar desplazamientos generales entre partículas, con una resistencia al corte que se desarrolla de trabazones entre partículas, esfuerzos cortantes en los puntos de contacto de partículas y contenido de agua. Como las arcillas sobreconsolidadas exhiben factura frágil como el máximo esfuerzo desviador obtenido a baja deformación, los parámetros de esfuerzos residuales (llamados también finales) pueden ser de considerable valor. La resistencia al corte residual es aproximadamente:

$$s_r = \sigma' \tan \phi_r \tag{13-9}$$

ya que el intercepto cohesivo es casi cero a grandes deformaciones del orden de 20 a 30% o mayores aún. A estas deformaciones el suelo es esencialmente una masa de partículas que tienen la mayoría de sus uniones (cohesión) destruidas.

La resistencia residual debe investigarse en el caso de que sea posible una falla progresiva. La resistencia residual puede ser difícil de obtener en equipos triaxiales estándar en razón de la influencia restrictiva de los cabezotes y del efecto confinante de la membrana de caucho ya que la muestra aumenta sustancialmente de sección transversal a grandes deformaciones. Para obtener la resistencia residual, se pueden emplear ensayos de corte directo (Skempton, 1964) o el aparato de corte por torsión (de Beer, 1967).

Arcillas sobreconsolidadas fisuradas

En muchas áreas, en particular si la arcilla está fuertemente sobreconsolidada, la masa de suelo puede contener una gran cantidad de discontinuidades consistentes en grietas muy delgadas, que pueden llamarse fisuras. El término "joint" puede también ser usado para describir las discontinuidades en una masa de suelo. No existe hasta el presente un acuerdo unánime para distinguir entre lo que es una fisura y un "joint". En cualquier caso, estas discontinuidades pueden ser de pocos centímetros a varios metros de largo. Superficies espejo son superficies pulidas desarrolladas cuando bloques adyacentes de arcilla resbalan con respecto a otros. Las superficies espejo también pueden formarse en la interfase de un deslizamiento de arcilla. La fig. 13-20 ilustra fisuras, "joints" y superficies espejo según las definiciones del autor. Las discontinuidades son causadas por el efecto cíclico de secado y humedecimiento; por la pérdida o disminución de esfuerzos al desaparecer alguna de las capas superiores de suelo, que causan expansión y grietas de tensión; por terremotos y otros movimientos tectónicos, y por laminaciones que ocurren durante el proceso de sedimentación. La contaminación de las grietas con polvo o materiales orgánicos cuando la fisura está abierta o expuesta tiende a mantener la discontinuidad aunque una saturación posterior (y expansión) o aumento de esfuerzos por nuevas capas tiendan a cerrar la grieta.

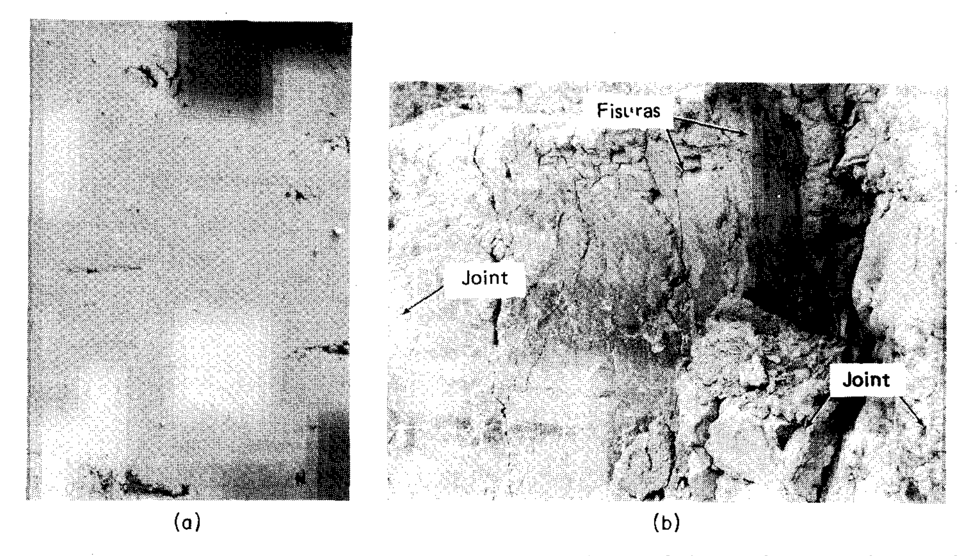


Figura 13-20 Superficies espejo, fisuras y joints (*a*) superficie espejo. La arcilla ha sido expuesta a la atmósfera y secada ligeramente (*b*) fisuras y joints. Las fisuras son grietas grandes.

La resistencia al corte de arcillas fisuradas puede variar mucho, según que el ensayo se haga con una muestra pequeña intacta o con una muestra mayor que contenga una o varias discontinuidades. El ensayo triaxial produce resultados confiables, ya que la presión de la celda tiende a cerrar la fisura, como si se tratara de uno in situ. El mayor problema con estos suelos no es el ensayo, sino la predicción de la resistencia al corte después de ser perturbado el suelo in situ. Esto es de particular importancia en taludes construidos con este material, ya que la pérdida de presión por el peso de capas superiores de suelo junto con el efecto de abertura de grieta y ablandamiento del suelo cuando le entra agua puede resultar en una falla, que puede ser rápida o inmediata después de la construcción o puede producirse 10 a 20 años más tarde. Este fenómeno, con abundantes referencias, es considerado en detalle por Morgenstern (1967).

Ejemplo 13-5

DADO Los resultados de dos ensayos triaxiales consolidados sin drenar, hechos con un suelo cohesivo si saturar como sigue:

Ensayo	σ_1	σ_3	u, kPa
1	190	65	35
2	340	130	60

SE PIDE

(*a*) Los parámetros aparentes de la resistencia al corte c y ϕ.
(*b*) Los parámetros efectivos de la resistencia al corte c' y ϕ'.

SOLUCION

Paso 1 Dibujar los círculos de Mohr usando esfuerzos totales como aparece en la fig. E13-5 (líneas continuas) obtener el intersecto c = 14 kPa y ϕ = 23.1°.

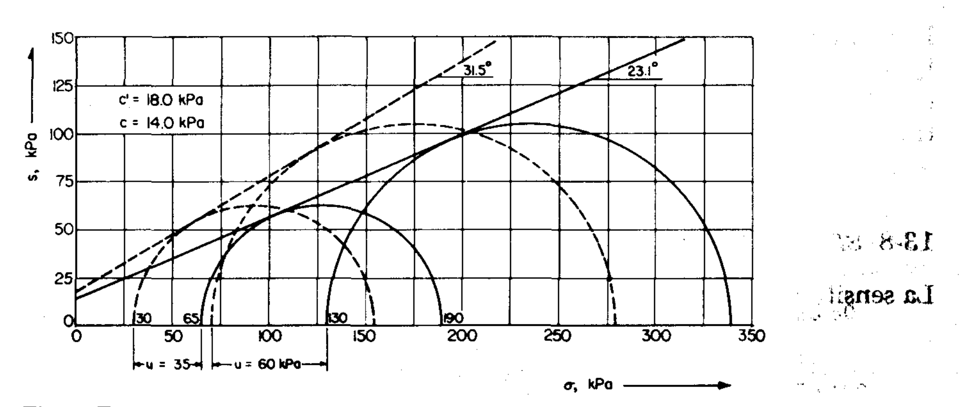


Figura E13-5

Paso 2 Restar u de σ_3 para obtener σ'_3 = 30 para el primer ensayo y 70 para el ensayo 2. Usando el mismo radio para cada ensayo como en el paso 1 y como punto de comienzo el valor de σ'_3, dibujar los círculos punteados en presiones efectivas, como se muestra en la misma figura y medir a escala c' = 18.0 kPa y ϕ' = 31.5°.

13-7 EFECTO DE LAS PRESIONES DE POROS EN ENSAYOS CONSOLIDADOS Y DRENADOS

Los ensayos consolidados y drenados se realizan consolidando la muestra como en los ensayos CU. Se prosigue entonces el ensayo muy lentamente "para que no se desarrolle presión de poros". Esto es prácticamente imposible para suelos con S > 80 a 90%, ya que el drenaje es necesario para que la estructura del suelo se oriente en el proceso de corte y el drenaje sólo puede ocurrir con exceso de presión de poro. Esto requiere que el ensayo se haga tan lentamente que los pequeños excesos de presión de poro desarrollados no invaliden seriamente el ensayo.

Raramente se realizan ensayos consolidados-drenados por las siguientes tres razones:

1. Los ensayos CU con medición de la presión de poros darán casi los mismos resultados con un considerable ahorro de tiempo.
2. Los ensayos CD requieren demasiado tiempo para que se puedan considerar prácticos.
3. Para la mayoría de las condiciones de carga in situ, los ensayos U o CU describen adecuadamente los requisitos de la resistencia al corte.

La ecuación de Coulomb para la resistencia al corte para ensayos CD en arcillas normalmente consolidadas es (con base en observaciones).

$$s = \sigma' \tan \phi' \tag{13-10}$$

La resistencia al corte en arcillas sobreconsolidadas para $\sigma' < p_c$ viene dada por la ec. (13-12). Cuando la presión normal efectiva es mayor que p_c, la resistencia al corte para estas arcillas viene definida por la ec. (13-10), como se ilustra en la fig. 13-19*c*.

13-8 SENSITIVIDAD DE SUELOS COHESIVOS

La sensitividad de los suelos cohesivos se define como

$$S_t = \frac{\text{Resistencia sin perturbar}}{\text{Resistencia remoldeada}}$$

donde la resistencia puede ser la consolidada sin drenar, sin drenar-consolidada o la consolidada drenada. El valor de la resistencia sin drenar es el más comúnmente usado. La resistencia remoldeada se obtiene remoldeando la muestra usada para obtener la resistencia sin perturbar, de tal forma que el contenido de agua sea prácticamente el mismo. La descripción de la sensitividad es:

No sensitivo	$S_t < 2$
Sensitividad media	$2 < S_t < 4$
Sensitivo	$4 < S_t < 8$
Muy sensitivo	$8 < S_t < 16$
Licuable	$S_t > 16$

Las arcillas altamente sobreconsolidadas tienden a ser insensitivas. Esto se debe parcialmente al bajo contenido de agua de estos depósitos. La mayoría de los suelos cohesivos como las tillitas arcillosas glaciales y los que se encuentran en el horizonte *B* de depósitos residuales son de sensitividad media. Sedimentados en aguas dulces son muy sensitivos. Unos pocos depósitos de aguas dulces y los depósitos marinos son licuables. La sensitividad de la gran mayoría de los depósitos cohesivos varía entre 2 y 8. Sensitividades mayores o menores que éstas son menos frecuentes. La mayoría de las arcillas licuables

parece que se encuentran (al menos así se ha reportado) en Canadá y Escandinavia.

13-9 METODOS EMPIRICOS PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA AL CORTE

La literatura especializada ha propuesto numerosas correlaciones para obtener la resistencia al corte o los parámetros de resistencia al corte; de los cuales vamos a presentar varios.

Una de las correlaciones más antigua es la que relaciona el SPT (sec. 3-9) y la resistencia a la compresión inconfinada, como se ilustra en la tabla 13-1.

Tabla 13-1 Relación empírica entre el SPT y varias propiedades del suelo[2]

N	Consistencia	Identificación en el campo	γ_{sat}, kN/m^3	q_u, kPa
< 2	Muy blanda	Fácilmente penetrable varios cm con el puño	16-19	< 25
2-4	Blanda	Fácilmente penetrable varios cm con el pulgar	16-19	25-50
4-8	Media	Se requiere un esfuerzo moderado para penetrarlo varios cm con el pulgar	17-20	50-100
8-16	Rígido	Identable fácilmente con el pulgar	19-22	100-200
16-32	Muy rígido	Identable fácilmente con la uña del pulgar	19-22	200-400
> 32	Duro	Difícil de identar con la uña del pulgar	19-22	> 400

Las relaciones entre ϕ y el índice de plasticidad I_P se ilustran en la fig. 13-21; la relación entre ϕ y el porcentaje de la fracción arcillosa (Skempton, 1964), en la fig. 13-22. Ambas curvas deben usarse con cautela ya que hay varias excepciones grandes que pueden ser encontradas en la literatura así como también dispersión entre los puntos usados para establecer estas curvas.

[2] Generalmente se determinan valores locales, como $q_u = CN$, y se complementa con la inspección visual, ya que no es raro obtener bajos valores de N cuando q_u es grande.

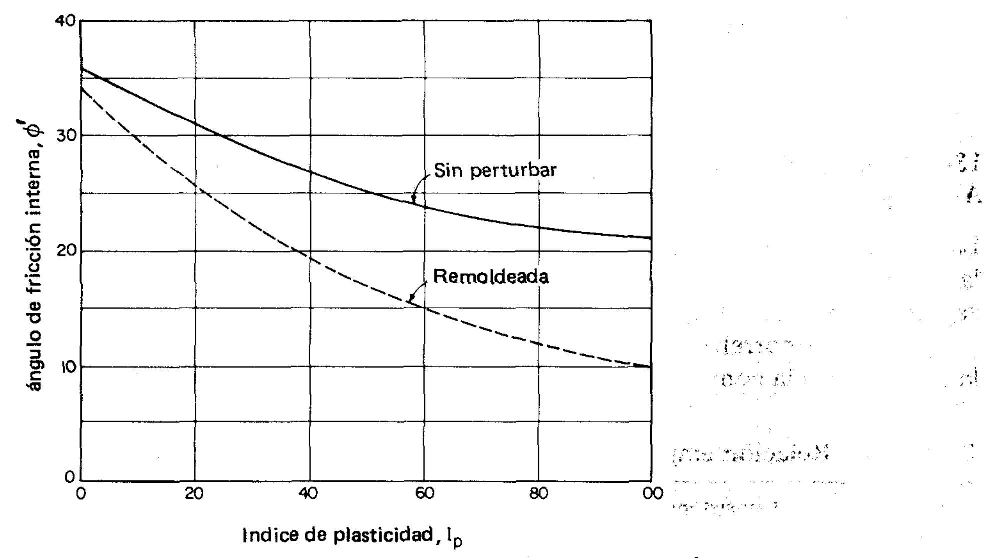


Figura 13-21 Correlación entre el ángulo de fricción interna ϕ' (verdadero) y el indice de plasticidad para suelos sin perturbar y remoldeados (*Luego de Bjerrum y Simons, 1960.*)

Para trabajos de suelos rutinarios sin embargo, particularmente en regiones donde w_L es del orden de 20 a 45 e I_P es del orden de 15 a 30, estas curvas pueden usarse con razonable confianza.

La fig. 13-23 ilustra la veleta, que se usa comúnmente para obtener la resistencia al corte de arcillas blandas a muy blandas. Debido al pequeño tama-

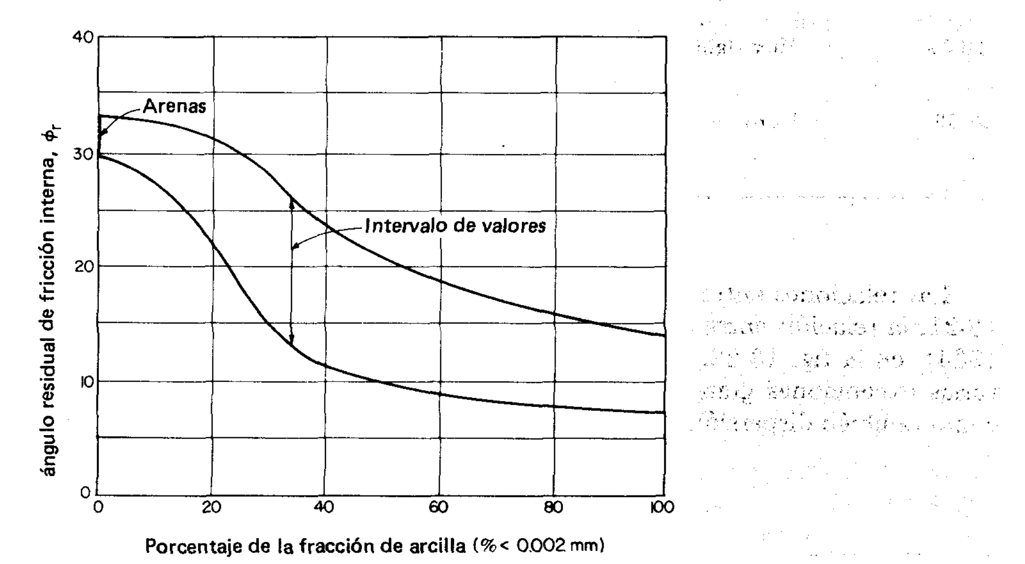
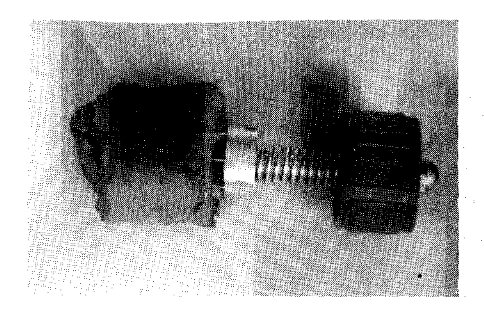


Figura 13-22 Correlación entre el ángulo residual de fricción interna y el porcentaje de arcilla (*Luego de Skempton, 1964.*)



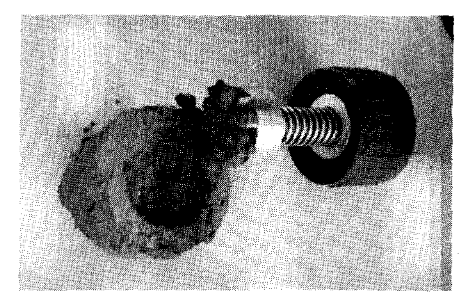


Figura 13-23 Veleta.

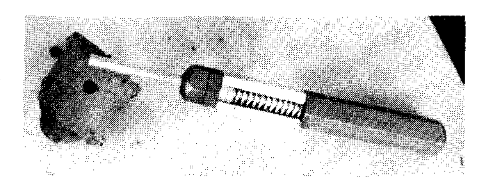
ño, es posible hacer varios ensayos para determinar estadísticamente el s_u de muestras SPT o en los lados de los apiques de ensayos.

La fig. 13-24 ilustra el penetrómetro de bolsillo, que puede ser usado en apiques de ensayo o en la base de perforaciones de 75 cm o mayores, en donde una persona puede descender dentro del hueco, como en perforaciones para pilares de cimentación. Este aparato trabaja bien en suelos cohesivos de granos finos. El operador simplemente selecciona un sitio libre de grava, empuja la varilla del pistón dentro del suelo hasta la marca de calibración y simultáneamente lee el valor de q_u en la escala graduada. De nuevo, debido al pequeño tamaño del aparato, se pueden hacer varios ensayos para determinar estadísticamente el q_u.

El aparato "Rimac", mostrado en la fig. 13-25, fue desarrollado para ensayar válvulas de automóvil y ha sido modificado para ensayos en el campo. Este aparato es muy usado en las perforaciones del campo (ver fig. 3-6*e*) para determinar el valor de q_u a medida que se avanza en el sondeo. El operador obtiene una muestra razonablemente intacta del ensayo SPT y mide el diámetro después de haber recortado la muestra con cierto cuidado hasta una longitud dada (determinada directamente en la escala del aparato). La muestra se coloca entre las dos platinas del aparato Rimac y se comprime hasta obtener la máxima carga. La carga y la longitud final se leen simultáneamente y la compresión inconfinada se calcula como

$$q_u = \frac{P_{\max}(L_o - \Delta L)}{A_o L_o}$$

que es, por supuesto, igual a la ec. (13-4)



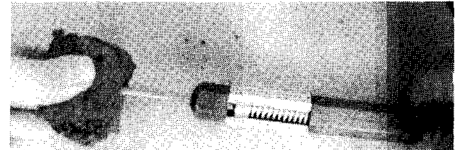


Figura 13-24 Penetrómetro de bolsillo.

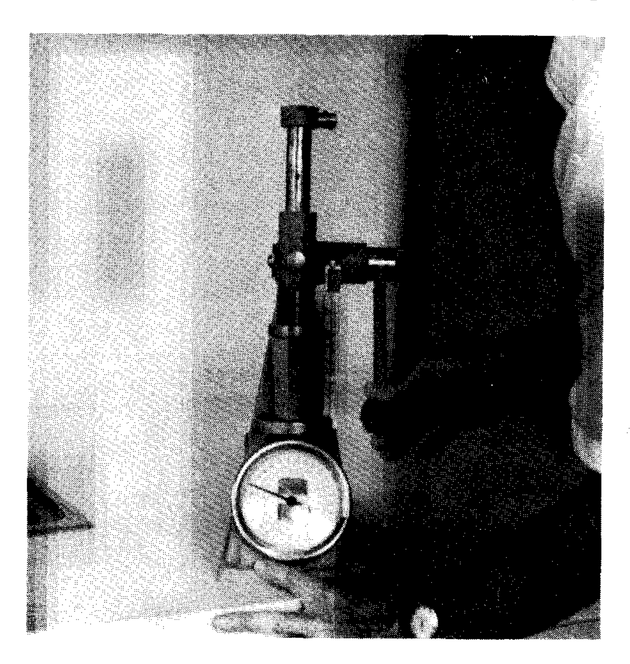


Figura 13-25 El aparato "Rimac" usado para el ensayo de compresión inconfinada. Note el pequeño apuntador indicando la longitud de la muestra. El "dial" grande central indica la carga sobre la muestra en libras y kilógramos.

Un aparato de corte que se inserta en el sondeo ha sido desarrollado recientemente, tal como se muestra esquemáticamente en la fig. 13-26. Este aparato se inserta en el sondeo, se expande presionando contra el suelo, después se hala. La fuerza usada para expandir el aparato contra el suelo es P_v y la fuerza para halar y cortar es P_h, tal como en el ensayo de corte directo y en la ec. (13-5). Este ensayo, esencialmente, hace un ensayo de corte directo in situ. Este ensayo debe aproximar el ensayo CU, si se da un tiempo razonable para permitir drenaje, ya que los dientecitos de corte no son muy profundos.

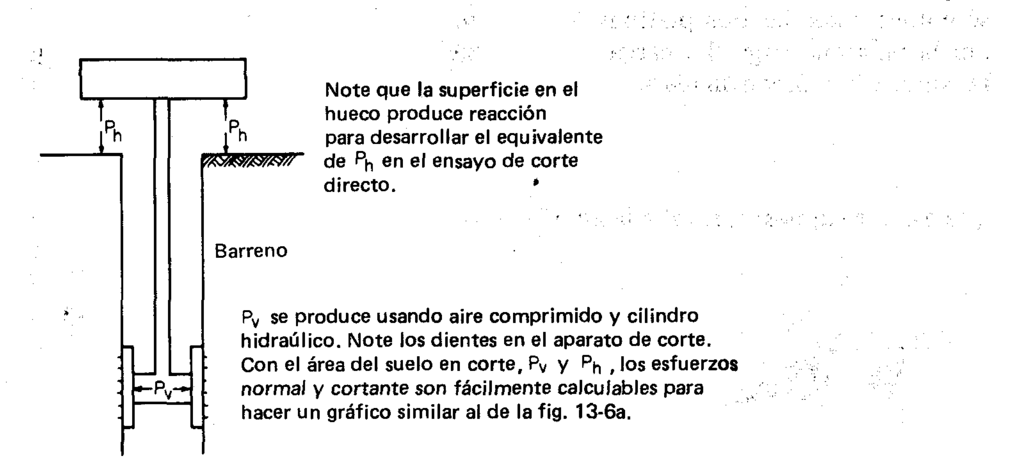


Figura 13-26 Aparato de corte Borehole. [Para detalles adicionales, vea Wineland (1975).]

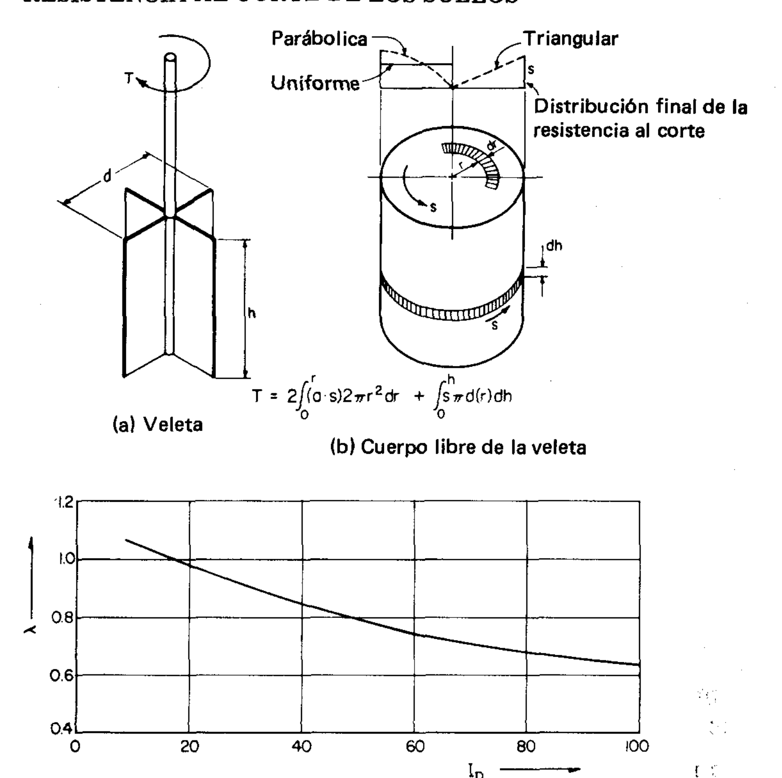


Figura 13-27 Esquema del ensayo de veleta y correcciones de resistencia.

El ensayo de la veleta, mostrado esquemáticamente en la fig. 13-27 es ampliamente usado en depósitos cohesivos blandos donde la perturbación es crítica. Este ensayo consiste en insertar una veleta dentro del suelo y aplicar una torsión. De acuerdo con el diagrama de cuerpo libre de la fig. 13-27*b*, la resistencia al corte consolidada-sin drenar s_u puede calcularse como

$$s_u = \frac{4T}{\pi(2d^2h + ad^3)} \tag{13-11}$$

donde T = torsión aplicada
d = diámetro de la veleta (comúnmente de 50 a 150 mm)
h = longitud de la veleta (comúnmente de 100 a 225 mm)
a = 2/3 para una distribución final uniforme de los esfuerzos cortantes
3/5 para una distribución final parabólica
1/2 para una distribución final triangular

En la práctica el sondeo se profundiza hasta menos de 1 m del punto donde se desea hacer el ensayo. Se limpia el agujero, se introduce la veleta y se em-

puja con mucho cuidado hasta la profundidad deseada, donde se aplica una torsión hasta que el cilindro del suelo contenido entre el perímetro de la veleta se corte. La resistencia al corte CU es la obtenida con este ensayo, ya que el punto del ensayo está actuando a una presión efectiva aproximadamente igual a la del sitio.

Existe alguna controversia en cuanto cuán correcto es el valor s_u de la veleta en comparación con los ensayos de laboratorio para su uso en el diseño. Las últimas opiniones parecen indicar que el valor s_u de la veleta debe ser corregido para diseño como aparece a continuación

$$s_{u(\text{diseño})} = \lambda s_{u(\text{veleta})} \tag{13-12}$$

donde λ se obtiene de la curva mostrada en la fig. 13-17*c* tal como lo propuso Bjerrum (1972). Esta curva fue propuesta después de que un estudio de un gran número de terraplenes fallados indicara que la resistencia al corte usada en el diseño (y que había sido obtenida de ensayos de veleta) era demasiado alta.

13-10 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA AL CORTE

Según los párrafos anteriores resulta evidente que la resistencia al corte de los suelos depende de:

1. Presión, efectiva o intergranular $\sigma' = \sigma - \mu$
2. Trabazón de las partículas; así, partículas angulares dan mayor trabazón y mayor resistencia al corte (mayor ángulo ϕ) que partículas redondeadas tales como gravas angulares y arenas (ver tabla 13-2).
3. Arreglo de las partículas o densidad.
4. Cementación de las partículas ya sea natural o de cualquier otra forma.
5. Atracción entre partículas o cohesión. Obsérvese que la cohesión aparente debida a los efectos de capilaridad puede estar también presente.

Tabla 13-2 Intervalo típico de valores del ángulo verdadero de fricción interna ϕ' para varios suelos

	ϕ'	
Suelo	Suelto	Denso
Arena, triturada (angular)	32–36°	35–45
Arena, de depósitos (sub-angular)	30–34	34–40
Arena, de playa (bien redondeada)	28–32	32–38
Grava, triturada	36–40	40–50
Grava, de depósitos	34–38	38–42
Arena limosa	25–35	30–36
Limo inorgánico	25–35	30–35
Arcilla	ver figs. 13-21 y 13-22	

6. Contenido de agua, particularmente para suelos cohesivos.
   La cohesión es afectada principalmente por el contenido de agua como se ve claramente comparando el comportamiento de arcillas secas con las de masas húmedas.
7. Calidad de la muestra.
8. Método de ensayo ya sea U, CU o CD.
9. Otros efectos como humedad, temperatura, habilidad del laboratorista, condiciones del equipo de laboratorio, etc.

Para suelos cohesivos, la resistencia al corte es también influenciada considerablemente por:

1. La velocidad de carga o deformación —mayores resistencias al corte se obtienen a mayores velocidades de deformación.
2. Anisotropía de la masa —cuando el valor de la resistencia vertical no es igual al de la resistencia horizontal.
3. Efectos de falla progresiva, incluyendo el efecto de que el suelo in situ no sea cargado simultáneamente a la misma intensidad o velocidad y a que cambios en el contenido de agua debido a efectos de deformaciones, grietas y filtración de agua externa, causan ablandamiento.

13-11 LA RELACION $s_u/\bar{p}$

La resistencia al corte sin drenar (ya sea U o CU) es llamada s_u. Para la compresión inconfinada o para cualquier ensayo del corte con $\phi = 0$, s_u es el intersecto cohesivo, o

$$s_u = c$$

La fig. 13-16*d* indica una relación aproximadamente lineal entre la resistencia al corte sin drenar s_u y la presión efectiva de consolidación $\bar{p}$ para una arcilla normalmente consolidada[3]. Esta relación es ahora ampliamente reconocida y existen varias correlaciones empíricas entre $s_u/\bar{p}$ e I_P, como se muestra en las figs. 13-28 y 13-29 para suelos sobreconsolidados. La fig. 13-29 se usa especialmente para obtener el parámetro s_u normalizado cuando el suelo exhibe un comportamiento normalizado. De acuerdo con Ladd y Foott (1974), arcillas licuables y arcillas naturalmente cementadas con un alto grado de estructura no exhiben un comportamiento normalizado debido a la gran alteración de la estructura cuando se las somete a altos esfuerzos de consolidación.

[3] Comportamiento caracterizado por tener resistencias y curvas esfuerzo-deformación similares cuando el parámetro es normalizado (dividido por) usando el esfuerzo efectivo de preconsolidación.

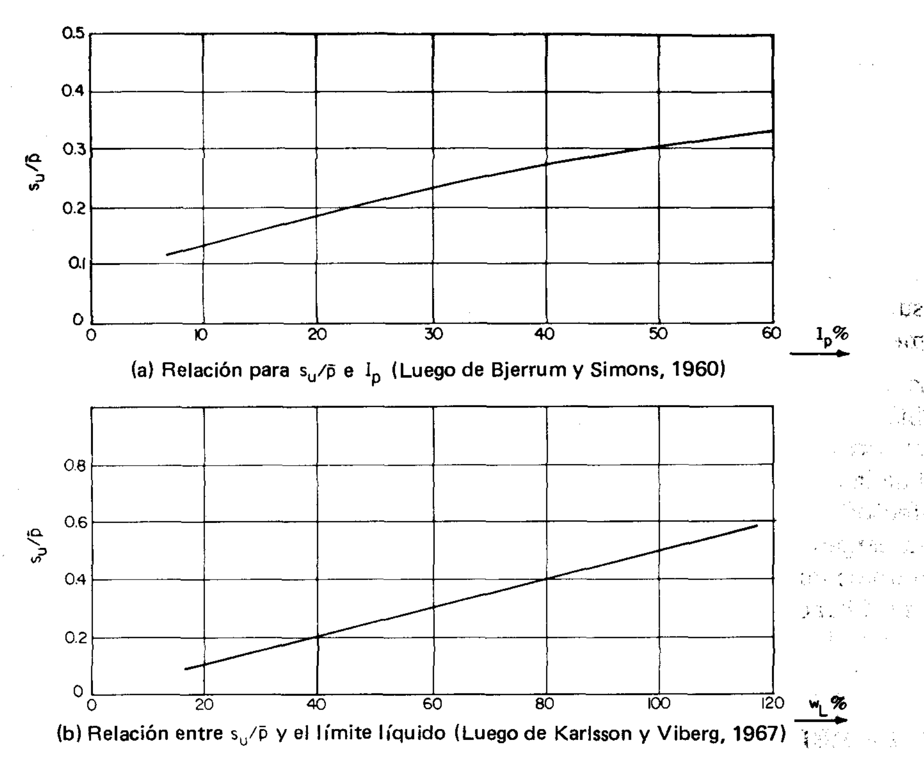


Figura 13-28 Relación entre $s_u/\bar{p}$ y dos propiedades índices del suelo.

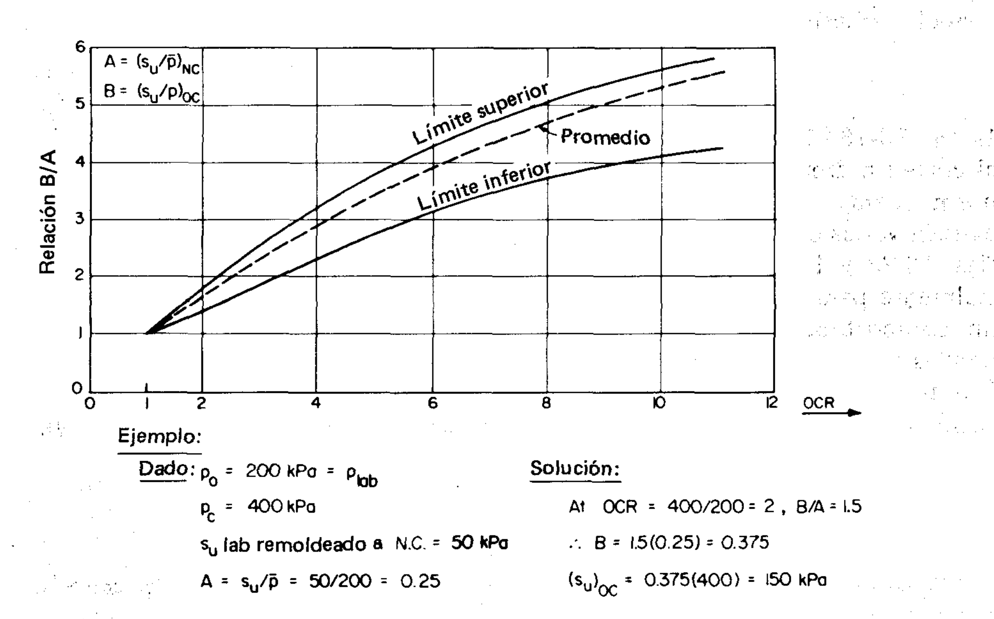


Figura 13-29 Relación $s_u/\bar{p}$ entre arcillas sobreconsolidadas y normalmente consolidadas.

La relación $s_u/\bar{p}$ puede expresarse aproximadamente como sigue:

$$\frac{s_u}{\bar{p}} = 0.11 + 0.0037 I_P \qquad I_P > 10$$

con una dispersión del orden de ± 0.05 y usando I_p en porcentaje

$$\frac{s_u}{\bar{p}} = 0.45 w_L \qquad w_L > 40$$

con una dispersión del orden de ± 0.10 y usando w_L como decimal.

Ensayos de corte en el laboratorio hechos con arcillas normalmente consolidadas dan valores de $s_u/\bar{p}$ que tienden a estar entre el intervalo de 0.09 a 0.35, obteniéndose los mayores valores cuando el valor de I_P es del orden de 50% o más. Valores in situ $s_u/\bar{p}$ obtenidos con la veleta tienden a ser mayores, con un intervalo aproximado de 0.2 a 0.45, de nuevo dan los mayores valores para I_P de 50% o más.

13-12 PARAMETROS DE LA PRESION DE POROS

Se ha adelantado un trabajo considerable con el objeto de intentar predecir la presión de poros tanto en suelos saturados como en los no saturados. Lo (1969) cita varios trabajos en un artículo que ha sido liberalmente usado aquí.

Un método para expresar la presión de poro es[4]

$$u = aJ_1 + bJ_2^{1/2} + cJ_3^{1/3} \tag{13-13}$$

donde J_i son los esfuerzos principales invariantes definidos en la ec. (10-4). En un estado de esfuerzos isotrópicos $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ y $a = 1$ de tal forma que obtenemos

$$u = J_1 + bJ_2^{1/2} + cJ_3^{1/3} \tag{13-14}$$

La dificultad estriba en que los coeficientes b y c son dependientes de las propiedades mecánicas de la masa de suelo y no son fáciles de determinar.

Si la masa fuera perfectamente elástica, no se produciría presión de poros causada por J_2 y J_3 y

$$u = \tfrac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

que ha sido comúnmente usada para consolidación isotrópica y da $u = \Delta\sigma_3$ tal como se mide comúnmente en ensayos triaxiales para $s = 100\%$.

[4] Algunas personas usan u mientras que otras usan Δu para presión de poros. En cualquier caso la presión de poros que interesa es el exceso por encima de las condiciones hidrostáticas causado por cambios en los esfuerzos aplicados.

Para suelos reales los coeficientes b y c dependen del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos y no se obtiene un valor único. Si despreciamos el efecto del esfuerzo invariante J_3, y con condiciones triaxiales de $\sigma_2 = \sigma_3$, para suelos saturados, la ec. 13-14 puede transformarse en

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \tag{13-15}$$

donde

$$A = \frac{1}{3} + \frac{m}{3}$$

Para generalizar el problema, podemos escribir de nuevo la ec. 13-15 como

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] \tag{13-16}$$

que es la forma sugerida por Skempton (1954). La tabla 13-3 da el intervalo de valores del parámetro de presión de poros A.

Limitaciones particulares de la ec. (13-16) incluyen:

1. Cuando se aplica una diferencia de esfuerzo ($\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_1$), se induce una presión de poros u. Cuando $\Delta\sigma_1$ se remueve, gran parte de u permanece algún tiempo. Si se aplica y se remueve repetidas veces, la magnitud de la presión de poro residual aumentará.
2. Bajo una aplicación de $\Delta\sigma_1$ = constante, la presión de poros continuará aumentando.

Tabla 13-3 Valores del parámetro A de la presión de poros †.

Suelo	A
Arena fina suelta	2–3
Arcilla sensitiva	1.5–2.5
Arcilla normalmente consolidada	0.7–1.3
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.3–0.7
Arcilla fuertemente sobreconsolidada	–0.5–0.0
Arcilla arenosa compactada	0.25–0.75

† Según Skempton (1954)

3. Para arcillas sensitivas la presión de poro continúa aumentando después de la falla, aunque $\Delta\sigma_1$ permanezca constante o disminuya.
4. Cuando S es menor de 100%, es difícil obtener una predicción confiable de u.

Estos varios fenómenos observados indican que la presión de poro es dependiente de las deformaciones en vez de ser dependiente de los esfuerzos como lo describe la ec. (13-14). Lo (1969) recomendó ajustar la ec. (13-14) a

$$u = u_i + u_s$$

donde u_i = presión de poro debida a los esfuerzos aplicados con $\varepsilon_v = \epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$, es decir, cuando no hay cambio de volumen, como cuando se tiene $S = 100\%$ y condiciones de esfuerzo isotrópico. Esto da $u_i = \sigma_3$ para un ensayo triaxial consolidado isotrópicamente.

La aplicación de una diferencia de esfuerzos $\Delta\sigma_1$, producirá deformaciones cortantes (aunque se tengan condiciones de volumen constantes) y se generará una presión de poro adicional u_s. La presión de poro debida a efectos de las deformaciones puede expresarse como

$$\frac{u_s}{\bar{p}_o} = b'\varepsilon_1.$$

para condiciones de esfuerzos triaxiales de $\epsilon_2 = \epsilon_3$. Para condiciones de deformación plana de $\epsilon_2 = 0$, la presión de poro es

$$\frac{u_s}{\bar{p}_o} = b''\varepsilon_1$$

donde los coeficientes b' y b'' deben determinarse de alguna forma. La presión de poros se normaliza usando $\bar{p}_o$ = a la presión efectiva de consolidación en ambas ecuaciones para análisis dimensional. En la práctica, los valores de u_i son combinados (Lo, 1969), lo que da por resultado:

Para consolidación anisotrópica $\bar{p}_o$,

$$u = \bar{p}_o\varepsilon_1 + \bar{p}_o(1 - K) \tag{13-17}$$

Para consolidación isotrópica ($K = 1$),

$$u = \bar{p}_o\varepsilon_1 + \bar{p}_o \tag{13-18}$$

En ambas ecuaciones la deformación principal ϵ_1 está expresada en porcentaje. Es, por supuesto, deseable usar diferencias de esfuerzos en vez de deformaciones, ya que los esfuerzos son más fáciles de conocer en un problema de presión de poro dada.

Ejemplo 13-6

DADO Dos muestras de un mismo estrato inicialmente sometidas a esfuerzos de consolidación como sigue:

Suelo 1	Suelo 2
Isotrópico: $\sigma_3 = 70$ kPa $u = 70$ kPa (medio)	$\sigma_2 = \sigma_3 = 55$ kPa $\sigma_1 = 100$ kPa (durante el ensayo)

SE PIDE

(*a*) Bajo qué circunstancias puede u ser la misma para ambos ensayos y bajo los esfuerzos indicados.

(*b*) Si el valor de u medido para el suelo 2 es 110 kPa para σ_1 dado, ¿cuánta deformación axial ha ocurrido?
(*c*) ¿Cuáles son los parámetros A y B de la ec. (13-16)?

SOLUCION

(*a*) Para el suelo 1: $\sigma_{oct} = \dfrac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \Delta\sigma = 70$ kPa

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 0$$

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) = 70 \text{ kPa} \quad \textbf{usando la Eq. (13-15)}$$

Para el suelo 2: $\sigma_{oct} = \dfrac{100 + 55 + 55}{3} = 70$ kPa

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) = 55 + A(100 - 55) = 55 + 45A$$

Para que u sea igual, tenemos

$$45A + 55 = 70$$

$$A = \frac{70 - 55}{45} = \frac{1}{3}$$

(*b*) Suponiendo

$$K = 1 - \text{sen}\,\phi = 0.50$$

Con condiciones no isótropas y $\bar{p}_o = 55$ kPa,

$$u = \bar{p}_o\varepsilon_1 + \bar{p}_o(1 - K)$$

$$110 = 55\varepsilon_1 + 55(1 - 0.5)$$

Despejando: $\varepsilon_1 = 1.5\%$ (0.015 m/m)

Entonces a $\sigma_1 = 100$ kPa, el esfuerzo desviador es $\Delta\sigma_1 = 45$ kPa y la deformación es aproximadamente 0.015 m/m.
(*c*) El parámetro B es 1 para el suelo, ya que para el suelo 1 tenemos

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] = B\sigma_3 = 70$$

entonces,

$$B = \tfrac{70}{70} = 1.0$$

Para el suelo 2 tenemos

$$110 = 1[55 + A(100 - 55)]$$

de donde

$$A = \tfrac{55}{45} = 1.22$$

13-13 RESUMEN

Se ha hecho hincapié en que el concepto de la resistencia al corte de un suelo no es un valor único.

Para suelos cohesivos la resistencia al corte es

$$s = \sigma_n \tan \phi$$

donde σ_n generalmente se mide en esfuerzos efectivos, ya que la permeabilidad en esos suelos es suficientemente grande para que bajo velocidades razonables de deformación ocurra drenaje. Las principales deficiencias son duplicación de la relación de vacíos in situ y el grado de cementación.
Para suelos cohesivos tenemos para las condiciones sin drenar (U) y consolidadas sin drenar (CU)

$$s_u = c + \sigma \tan \phi$$

En ensayos consolidados-drenados para arcillas normalmente consolidadas o si la presión de poros se mide en ensayos (CU), tenemos:

$$s = \sigma' \tan \phi'$$

La cohesión en ensayos sin drenar dependerá en una gran medida del contenido de agua, mientras que el ángulo de fricción interna dependerá primariamente de la relación de vacíos y de la forma de las partículas.

También hemos considerado el concepto de resistencia pico y resistencia residual y los métodos que usan el círculo de Mohr para obtener los correspondientes parámetros de la resistencia. Notamos que los parámetros residuales pueden ser más apropiados para fallas progresivas o fallas en condiciones de grandes desplazamientos, mientras que los valores pico son apropiados para pequeños desplazamientos. Como ejemplo, grandes desplazamientos ocurren comúnmente en carreteras y en terraplenes de diques, pequeños desplazamientos para cimentación de edificios.

Se consideraron los efectos de la sobreconsolidación en la resistencia al corte y se hizo notar que a largo plazo y/o falla progresiva tienden a reducirse los efectos de la sobreconsolidación.

Debe hacerse notar que es el esfuerzo *efectivo* el que tiene la mayor influencia sobre la resistencia al corte. El esfuerzo efectivo se calcula como:

$$\sigma' = \sigma - u$$

donde σ = esfuerzo total y u = presión de poros. Donde existen suelos parcialmente saturados u puede ser negativa, aumentando temporalmente el esfuerzo efectivo. Se hizo notar que la presión de poros puede obtenerse con cierta confiabilidad sólo midiéndola; sin embargo, los parámetros de presión de poros calculados pueden usarse como aproximaciones generales.

Se presentaron varios métodos para determinar la resistencia al corte incluyendo los ensayos triaxiales, los ensayos de corte directo, la compresión inconfinada, el ensayo de veleta, el aparato de corte en el sondeo, usando la

veleta y el penetrómetro de bolsillo, y el uso del SPT. También se indicaron las correlaciones que usan $s_u/\bar{p}$ contra I_P y w_L.

PROBLEMAS

13-1 Describir los componentes cohesivos y friccionantes de un suelo cohesivo.
13-2 ¿Por qué no hay intercepto cohesivo para un suelo cohesivo en un ensayo CD?
13-3 ¿Por qué no hay intercepto cohesivo para la resistencia al corte residual de un suelo cohesivo?
13-4 ¿Por qué no puede obtenerse información para un ensayo sin drenar en arena cuando $S = 100\%$?
13-5 Explicar por qué en un ensayo sin drenar la presión de poros nunca puede ser cero, siempre y cuando $S > 0$.
13-6 Calcular σ_n y s del ejemplo 13-2 y compararlos con los valores gráficos mostrados.
13-7 Dibujar la trayectoria de esfuerzos para las siguientes condiciones de esfuerzos:

	Esfuerzo inicial, kPa		Esfuerzo final, kPa	
Ensayo	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3
1	200	200	700	200
2	200	200	200	700
3	200	200	100	100
4	100	100	300	150
5	300	300	300	100

13-8 En tres ensayos triaxiales se obtuvo la siguiente información:

Ensayo	σ_3	$\Delta\sigma_1$ falla, kPa
1	70	350
2	140	630
3	210	980

Dibujar los círculos de Mohr y hallar c y ϕ.
Respuesta: $c \cong 0$, $\phi = 45°$
13-9 Un ensayo de compresión inconfinada dio $q_u = 150$ kPa (promedio de tres ensayos). ¿Cuál es el porcentaje de error y resulta conservativo o no suponer $s_u = q_u/2$, si se sabe que ese suelo tiene un ángulo de fricción interna $\phi = 10°$ medido con ensayos consolidados sin drenar?
13-10 La siguiente información se obtuvo de una serie de ensayos triaxiales drenados hechos en una arena húmeda. Dibujar la información dada y determinar el ángulo ϕ' y para $\epsilon > 0.25$, el ángulo ϕ residual. Comente el efecto de la densidad en la inclinación de las curvas y en el ángulo ϕ. Nótese que la información fue dibujada por el autor y que la información dada se obtuvo de curvas equidistantes para facilitar la tabulación y los dibujos.

	Ensayo					
σ_c, kPa	1	2	3	4	5	6
Relación de	70	140	210	70	140	210
vacíos e	0.79	0.78	0.80	0.46	0.47	0.46
Deformación ϵ	**Esfuerzo desviador** $\Delta\sigma_1$**, kPa**					
0	0	0	0	0	0	0
0.01	50	155	245	140	330	600
0.02	90	220	410	180	420	713
0.04	125	300	460	230	480	710
0.06	140	320	470	236	460	680
0.08	152	316	455	230	440	650
0.10	150	305	450	220	425	640
0.12	145	300	440	215	418	630
0.15	140	290	435	210	408	615
0.20	140	285	430	205	398	600
0.25	140	280	425	200	395	590

13-11 Dibujar una envolvente de falla cualitativa para una arcilla sobreconsolidada. Indicar OCR = 1,2 y 10. Indicar p_c para OCR = 2 y 10. ¿Daría un ensayo de q_u una respuesta satisfactoria? Explique.

13-12 En un ensayo de corte directo con una arena, σ_n = 180 kPa y s = 121.5 kPa en el momento de falla. ¿Cuál es el ángulo de fricción interna ϕ y cuál es el esfuerzo principal para σ_1 y σ_3? *Respuesta parcial:* $\sigma_3 = 115.42$ kPa.

13-13 Se hizo un ensayo de corte con veleta y se obtuvo la siguiente información:

$T = 51$ N · m $\quad w_L = 57.3 \quad d = 65$ mm $\quad w_P = 28.9 \quad h = 110$ mm $\quad w_N = 47.5$

Se supone una distribución uniforme de la resistencia al corte. ¿Es el suelo preconsolidado? ¿Qué valor de s_u recomendaría? ¿Qué ensayo de laboratorio daría este valor de s_u?

13-14 Un ensayo CU hecho en una arcilla normalmente consolidada con medición de la presión de poros dio la siguiente información en el momento de falla:

$$\sigma_c = 70 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_1 = 74.3$$

$$u = 22.5$$

¿Cuál es el ángulo de fricción interna ϕ'?

Respuesta: $\phi' = 27°$

13-15 Se llevaron a cabo tres ensayos triaxiales consolidados sin drenar, con los siguientes resultados:

Ensayo	σ_3	σ_1	u, kPa
1	0	138.5	? (ensayo de compresión inconfinada)
2	70	351.8	56.0
3	140	515.0	105.5

¿Cuáles son los parámetros aparentes y efectivos c y ϕ de ese suelo? ¿Es el suelo saturado?

Capítulo 14

Características de esfuerzo-deformación y esfuerzos en un punto

14-1 INFORMACION ESFUERZO-DEFORMACION REQUERIDA

Los datos de esfuerzo-deformación se obtienen como se describió en la sec. 13-2 usando la ec. (13-2) para áreas corregidas y la ec. (13-3) para el esfuerzo desviador. Los valores resultantes de esfuerzo y deformación se dibujan para obtener la curva esfuerzo-deformación, tal como se ilustra en las figs. 13-7*a* y 13-11.

De la curva esfuerzo-deformación se puede obtener un valor del módulo de esfuerzo-deformación, comúnmente llamado módulo de elasticidad E_s, y puede calcularse un valor de la relación de Poisson μ.

El módulo de esfuerzo-deformación y la relación de Poisson se usan ampliamente en el cálculo de los asentamientos (sec. 15-9), tanto en los métodos convencionales como en el análisis por elementos finitos, los cuales suponen que el suelo es un medio elástico.

14-2 MODULO DE ESFUERZO-DEFORMACION

Los módulos de elasticidad, una propiedad de los materiales elásticos, se definen como una constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación así

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{14-1}$$

La mayoría de los materiales de ingeniería exhiben esta conducta lineal en algún intervalo de esfuerzos (y su correspondiente deformación). El acero (fig. 14-1*a*) exhibe una conducta lineal en un gran intervalo de esfuerzos (del

orden de los 250 Mpa.); el concreto, el aluminio, el hierro, la madera, etcétera. Son lineales en un intervalo muy limitado de esfuerzos. Además, a pesar de que la curva esfuerzo-deformación no es lineal para estos materiales, si la muestra no se esfuerza más allá del límite elástico, retornará a sus dimensiones originales luego de que se retire el esfuerzo. Esta es parte de la definición de un material homogéneo, isotrópico y elástico.

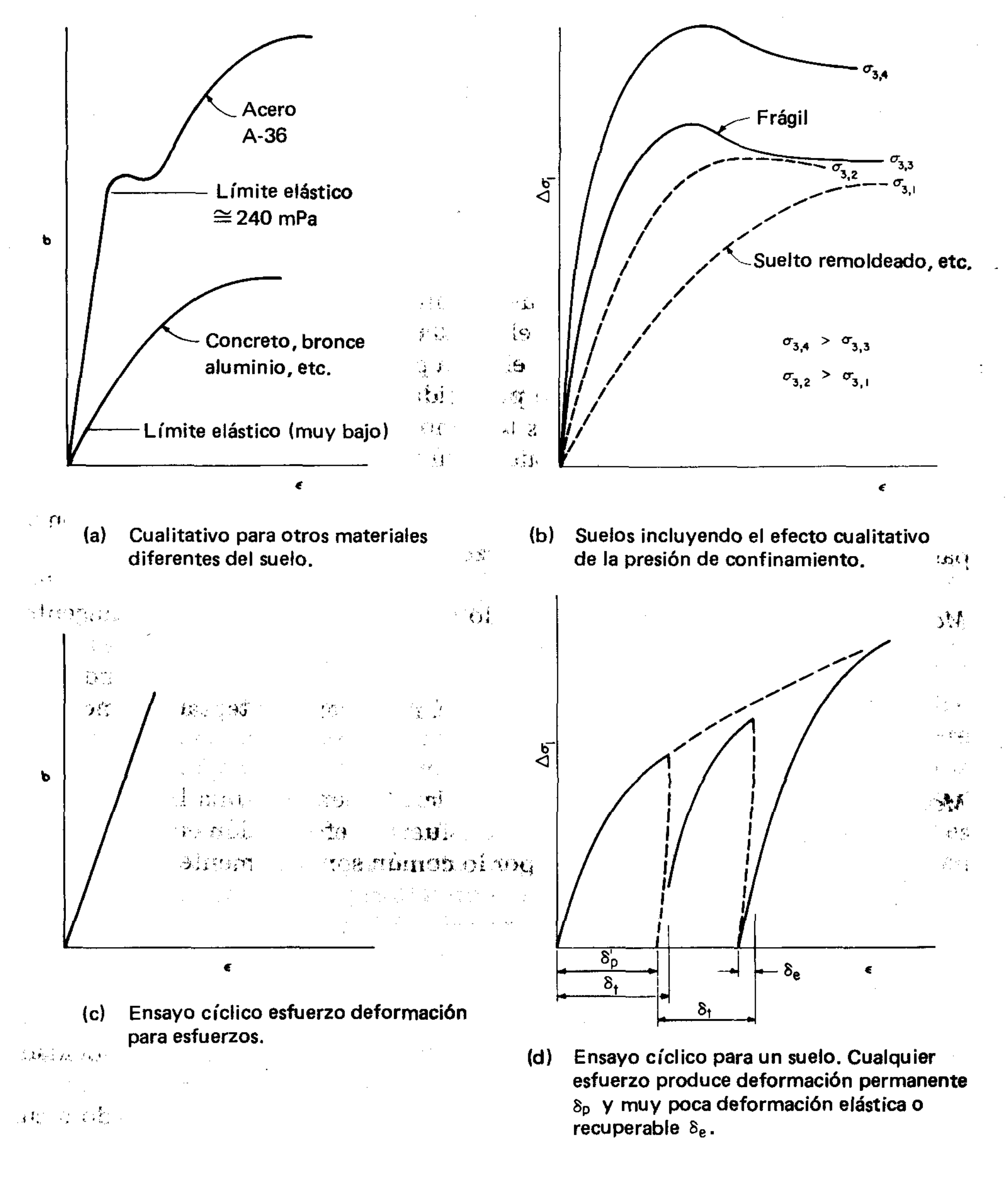


Figura 14-1 Curvas típicas cualitativas esfuerzo-deformación para los materiales y condiciones indicadas en el acero debajo del límite elástico.

El suelo exhibe características lineales de esfuerzo-deformación solamente a deformaciones extremadamente bajas —deformaciones generalmente del orden de magnitud de 10^{-4} y menores—. En ensayos triaxiales convencionales, no se obtiene información alguna sobre estos niveles de esfuerzos y, en consecuencia, la curva de esfuerzo-deformación no tiene región lineal. Además, a menos que el ensayo se detenga, cuando la muestra se haya deformado una amplitud como la indicada, la muestra no recuperará su forma original y se mantendrá permanentemente deformada, como se ilustra en la fig. 14-1*d*. Esto se debe a que las deformaciones principales del suelo son cambios en su estado, causados por el movimiento relativo de las partículas. Sólo una cantidad muy pequeña de deformación del suelo se debe a distorsión de partículas y es elásticamente recuperable. Como la deformación en el suelo se debe a movimientos relativos de partículas, módulo de elasticidad no es un término correcto, debería usarse mejor *módulo de esfuerzo-deformación*. Este viene a ser un valor que describe la relación entre el esfuerzo aplicado y las deformaciones resultantes. La terminología convencional, sin embargo, usa módulo de elasticidad y los dos términos se usarán intercambiablemente en este texto. El lector debe saber que módulo de elasticidad es un término de conveniencia antes que una verdadera propiedad elástica para los suelos. Algunas personas usan "elastoplástico" o "teoría de plasticidad" como términos descriptivos para la distorsión del suelo. Ambos términos se basan en un medio elástico continuo y, por lo tanto, para el suelo son también términos convenientes, debido a que el suelo es una masa de partículas y no un medio continuo.

Hay dos métodos usuales para calcular el módulo esfuerzo-deformación a partir de las curvas no lineales de esfuerzo-deformación.

Módulo tangente. Es un módulo basado en la pendiente de la línea tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto. El módulo tangente *inicial* se usa comúnmente (una tangente en el origen) debido a que la pendiente en el origen no está sujeta a factores del medio ambiente, tales como tipo de ensayo y presiones confinantes.

Módulo secante. Es el módulo basado en la pendiente de una línea secante. Una línea secante corta la curva de esfuerzo-deformación en dos puntos. Cuando se usa, los dos puntos por lo común son igualmente espaciados a partir del esfuerzo de trabajo.

Los módulos tangente y secante se ilustran en la fig. 14-2. En los cálculos de elementos finitos, un módulo tangente puede usarse con la tangente tomada al nivel de los esfuerzos en consideración. Desafortunadamente, con el procedimiento de elementos finitos, el esfuerzo depende del módulo de elasticidad y por lo tanto se necesita un proceso de iteración.

El suelo es comúnmente anisotrópico antes que isotrópico debido a su formación por sedimentación. Esto produce una situación en donde E_h generalmente no es igual a E_v. La determinación de E_s debe considerar la posibilidad de anisotropía y orientar las muestras del suelo para obtener el E_s correcto.

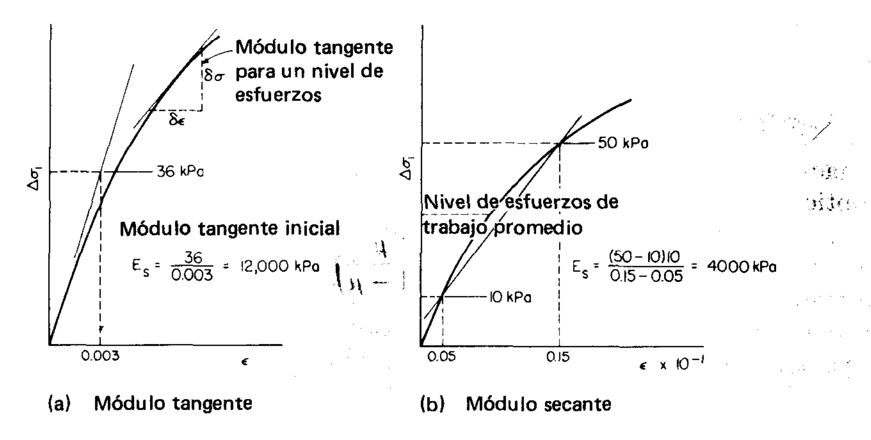


Figura 14-2 Cálculo del módulo E_s esfuerzo-deformación por varios métodos.

14-3 RELACION DE POISSON

La relación de Poisson es una propiedad de los materiales elásticos definida como

$$\mu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \tag{14-2}$$

en donde

ε_1 = deformación unitaria colineal con el esfuerzo de interés
ε_3 = deformación unitaria ortogonal al esfuerzo de interés

La relación de Poisson con frecuencia se supone entre 0.2 y 0.4 en los trabajos de mecánica de suelos. Por conveniencia de cálculos se usa generalmente un valor de 0.5 en suelos saturados y de 0.0 para suelos secos y otros. Esto se debe a que un valor de la relación de Poisson es difícil de obtener en los suelos. La deformación vertical es relativamente fácil, la deformación lateral es particularmente difícil comparado con, por ejemplo, cualquier metal en donde fácilmente puede ajustarse un deformímetro. Muy pocos laboratorios de suelos tienen celdas modificadas triaxiales para permitir mediciones de diámetros a medida que se realiza el ensayo. Podemos también tomar mediciones volumétricas mientras se realiza el ensayo, lo cual requiere llenar completamente la celda con un líquido durante la consolidación de la muestra y usar la ec. 10-7. Por ejemplo, en el ensayo triaxial, si medimos el cambio en el volumen de la muestra ΔV, la deformación volumétrica ε_v puede calcularse como

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_o} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

También tenemos $\sigma_x = \sigma_z = \sigma_c$ y $\sigma_y = \sigma_1$. Sustituyendo en la ec. (10-7) se obtiene

$$\varepsilon_v = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{E}(1 - 2\mu) \tag{14-3}$$

Para deformaciones en un plano, σ_2 o $\sigma_3 = 0$, y con esta sustitución en la ec. (10-7), se obtiene

$$\varepsilon_{1p} = \frac{1-\mu}{E}\left(\sigma_1 - \sigma_3 \frac{\mu}{1-\mu}\right) \tag{14-4}$$

$$\varepsilon_{1p} = \frac{1}{E_p}(\sigma_1 - \mu_p \sigma_3) \tag{14-4a}$$

De aquí se tiene que

$$E_p = \frac{E}{1-\mu^2} \qquad \text{y} \qquad \mu_p = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Por lo tanto, los valores E_p y μ_p de deformaciones en un plano son mayores que los valores triaxiales. Nótese que μ depende de E_s, de tal manera que en suelos anisotrópicos puede haber valores verticales y laterales correspondientes a E_v y E_h.

Si se supone un intervalo de deformaciones suficientemente pequeño, puede suponerse que los módulos de esfuerzo-deformación son lineales entre cualesquiera dos puntos y la ecuación general que define la deformación puede usarse con los datos esfuerzo-deformación de un ensayo triaxial para obtener

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_s}(\Delta\sigma_1 - 2\mu\sigma_3)$$

Que puede resolverse para dos valores adyacentes de ε_1 y $\Delta\sigma_1$ para obtener E_s y μ. Este tipo de cálculo puede hacerse hasta encontrar valores negativos o valores de $\mu > 0.5$. Ningún material real tiene $\mu < 0$ ni un valor $\mu > 0.5$ indica conducta plástica de un material elástico. Al hacer este tipo de cálculos se halla que $\mu > 0.5$ ocurre a relativamente bajos niveles de esfuerzo, como se podría institutivamente sospechar de este tipo de material. Podríamos también notar que la mayoría de los cálculos que involucran materiales elásticos son válidos solamente para pequeñas distorsiones. Estos cálculos ilustran que μ no es una constante para el suelo sino que depende del nivel de esfuerzos.

Ejemplo 14-1

DADO La curva esfuerzo-deformación mostrada (fig. E14-1) para un suelo blando arcilloso.

SE PIDE Calcular los valores de E_s y μ.

SOLUCION Para $\Delta\sigma_1 = 250$ kPa se obtiene $\varepsilon_1 = 0.011$. Para $\Delta\sigma_1 = 375$ kPa se obtiene $\varepsilon_1 = 0.018$. Sustituyendo:

$$0.011E_s = 250 - 2\mu\,(100)$$
$$0.018E_s = 375 - 2\mu\,(100)$$

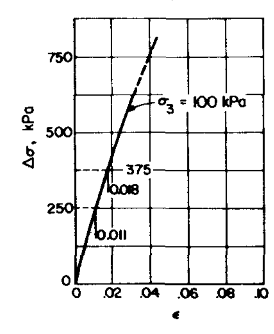


Figura E14-1

Por eliminación, se obtiene:

$$E_s = \frac{125}{0.007} = 17\,857 \text{ kPa}$$

Por nueva sustitución en la primera ecuación

$$\mu = \frac{250 - 196}{200} = 0.26$$

14-4 FACTORES QUE AFECTAN EL MODULO ESFUERZO-DEFORMACION Y APROXIMACIONES

Cualquier factor que modifique la pendiente de la curva esfuerzo-deformación afectará el módulo esfuerzo-deformación y la relación de Poisson. Estos factores influyen:

Presión de celda (o presión confinante in situ) (cualitativamente ilustrada en la fig. 14-1*b*)
Peso unitario del suelo
Historia geológica (produce un falla frágil o progresiva)
Forma de los granos
Tamaño de las muestras
Tipo de ensayo como U, CU o CD
Distribución de la muestra

Por estas varias razones puede ser conveniente estimar el valor de E_s, al menos para diseños preliminares. En suelos cohesivos:

Arcilla blanda: $E_s \cong 250$ a $750 s_u$
Arcilla dura: $E_s \cong 750$ a $1500 s_u$

donde s_u es la resistencia al corte sin drenar. En las arenas hay tanta variación que debería ejecutarse algún tipo de ensayo para estimar su valor. Un estimativo basado en el ensayo de penetración estándar es:

$$E_s \cong 30\,000 \text{ a } 50\,000 \log N$$

donde $N =$ es el número del ensayo de penetración estándar como se indicó en la sec. 3-9.

14-5 MODULO DE RESILIENCIA

El módulo de resiliencia se define como el módulo tangente inicial de una curva de esfuerzo-deformación de un ensayo triaxial que ha sido ejecutado varias veces con un esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1$ de un valor aproximado al esfuerzo de trabajo como se muestra en la fig. 14-3. Alternativamente, se usa algunas veces un valor de $\Delta\sigma_1 \cong \Delta\sigma_1/2$ (máximo).

Este ensayo se usó inicialmente para subrasantes en pavimentos, pero existen opiniones de que este valor puede ser más apropiado para muchos problemas de asentamientos en cimentaciones. Este valor es útil parcialmente, por lo común debido a que el valor de E se incrementa algo en el ensayo, por reacomodo de las partículas de suelo, buscando una estructura más estable en ciclos sucesivos de carga y descarga. Esto produce un módulo tangente inicial mayor en el último ciclo y un correspondiente asentamiento calculado menor, lo que está más de acuerdo con los asentamientos observados.

14-6 MODULO DE ESFUERZO-DEFORMACION DINAMICO DEL SUELO

El módulo dinámico de esfuerzo-deformación se usa para predecir desplazamientos debidos a vibraciones de cimentaciones sujetas a cargas cíclicas. Máquinas, bombas, torres de radar, compresores y cimentaciones de turbinas son típicas cimentaciones cargadas dinámicamente. Los sismos también producen cargas dinámicas que requieren predicciones de desplazamientos y resistencia.

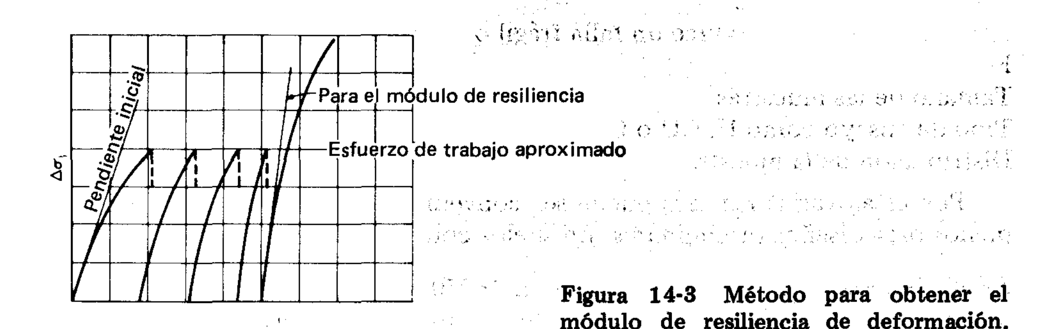


Figura 14-3 **Método para obtener el módulo de resiliencia de deformación.**

Algunos problemas de dinámica de suelos caen en dos categorías generales de magnitudes de deformación:

Intervalo de la amplitud de la deformación ε	
Cimentaciones para máquinas	10^{-4} a 10^{-3}
Sismos	10^{-2} a 10^{-1} y mayores

Estos intervalos de amplitudes de deformación requieren consideración aparte para determinar las propiedades dinámicas del módulo de esfuerzo-deformación, amortización y resistencia del suelo. Esto se debe a que el módulo y la resistencia disminuyen, con frecuencia acentuadamente, con el incremento de la amplitud de la deformación. Los valores del módulo de esfuerzo-deformación obtenidos de los ensayos usuales de compresión triaxial tienden a ser relativamente bajos (quizás del orden de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{10}$) comparados con el módulo dinámico de esfuerzo-deformación determinado con ensayos de bajas amplitudes de deformación. Esto se debe a que el primer valor de deformación de la muestra en el ensayo estándar triaxial es, con frecuencia, del orden de 0.005 m/m, el cual puede ser satisfactorio para un análisis de sismos y un análisis estático en general pero es varios órdenes de magnitud mayor para análisis de cimentaciones de máquinas. En cimentaciones de máquinas, la resistencia dinámica del suelo no es generalmente un factor crítico, mientras que en estudios sísmicos ésta será la principal consideración de diseño como se muestra en la sección siguiente.

Es preferible determinar las propiedades de esfuerzo-deformación in situ para las cimentaciones de máquinas con bajas amplitudes de deformación. En donde esto no sea posible, se dispone de varios métodos de laboratorio, incluyendo los ensayos cíclicos triaxiales (Park y Silver 1975; Weissman y Hart 1961), los ensayos de corte directo cíclico (Kovacs y otros en 1971), los ensayos de torsión de cilindros huecos (Ishihara y Yasuda en 1975), y ensayos de columnas de resonancia (Hardin y Music en 1965).

El ensayo de la columna resonante se ha usado considerablemente para determinar el módulo dinámico de las cimentaciones de máquinas. Este ensayo utiliza el tiempo de viaje de una onda cortante a través de una columna de suelo que puede ser hueca o sólida. Se obtiene la frecuencia de resonancia y se calcula el módulo de esfuerzo de deformación. Los detalles generales del ensayo y del equipo están más allá del objetivo de este texto, y el lector debe remitirse a Hardin y Music (1965) y Richart y otros (1970) para detalles adicionales.

La determinación in situ del módulo dinámico esfuerzo-deformación requiere la medición de ondas cortantes, Rayleigh, o de compresión y calcular nuevamente el módulo. Una superficie elástica y homogénea esforzada con una vibración produce tres ondas elásticas que viajan fuera de la fuente a diferentes velocidades. Estas ondas son:

Ondas primarias o de compresión llamadas ondas P (tienen la más alta velocidad)
Ondas secundarias o cortantes llamadas ondas S
Ondas cercanas a la superficie llamadas ondas Rayleigh u ondas R.

La velocidad de la onda R es menor que la de la onda S en alrededor de un 10% pero la onda R se interpreta más fácilmente en un osciloscopio (o en un oscilógrafo) y es usualmente la utilizada.

La determinación in situ del módulo dinámico esfuerzo-deformación usa las técnicas sísmicas, es decir, una fuente de choque y una unidad electrónica de captación. La unidad de captación con frecuencia suministra datos a un osciloscopio de tal manera que el operador puede observar el arribo de la onda R (y otras) a la unidad o fotografiar la huella de la onda para conversión posterior de la información. La vibración se comienza en el punto del choque, a una distancia conocida d_o de la unidad de captación y se determina el tiempo de arribo a la unidad de captación. La velocidad de la onda se calcula así

$$v_c = \frac{d_o}{t_c} \qquad \text{o} \qquad v_s = \frac{d_o}{t_s} \cong \frac{d_o}{t_R}$$

donde t_i es el tiempo que transcurre para la onda de compresión, cortante o Rayleigh respectivamente. La relación entre la velocidad de onda y el módulo dinámico cortante es la siguiente:

$$v_c = \sqrt{\frac{E_s(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \tag{14-5}$$

$$v_s \cong \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{14-6}$$

donde ρ = densidad del suelo = γ/g, los otros términos se han definido previamente, excepto G. Según la teoría de la elasticidad, el módulo cortante G se relaciona con el módulo de elasticidad así

$$G = \frac{E_s}{2(1+2\mu)} \tag{14-7}$$

El módulo cortante se requiere generalmente en cálculos de amplitudes de vibración para cimentaciones de máquinas. La ec. (14-6) por lo general se usa para determinar G directamente, mientras que el uso de las ecs. (14-5) y (14-7) requieren estimar la relación de Poisson y el pequeño error debido a diferencias en v_s y v_R es menor que el de estimar μ.

Las ecuaciones empíricas para G fueron propuestas por Hardin y Richart (1963) así:

Para arenas de granos redondeados,

$$G = \frac{6900(2.17-e)^2}{1+e}\bar{\sigma}_o^{0.5} \quad \text{kPa} \tag{14-8}$$

Para arenas con partículas angulares y arcillas normalmente consolidadas de baja actividad,

$$G = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_o^{0.5} \qquad \text{kPa} \tag{14-9}$$

Para arcillas sobreconsolidadas con una relación de sobreconsolidación OCR (Hardin y Drnevich 1972),

$$G = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \text{OCR}^M \bar{\sigma}_o^{0.5} \tag{14-10}$$

En todas las ecuaciones anteriores,

e = relación de vacíos in situ (o en el ensayo).

$\bar{\sigma}_o = \frac{J_1}{3} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ = esfuerzo confinante efectivo, kPa.

M = exponente que depende del índice de plasticidad I_P así:

I_P	0	20	40	60	80
M	0	0.18	0.30	0.41	0.48

Ejemplo 14-2 Calcular el módulo cortante para las siguientes condiciones del suelo in situ: $e = 0.76$; $\phi' \cong 36°$; arena limosa subangular (relativamente densa), $\gamma = 18.1$ kN/m³.

SOLUCION Usar la ec. (15-2):

$$K_o = 1 - \operatorname{sen}\phi = 0.41$$

Estimar la profundidad efectiva de la influencia de la vibración = 3 m.

$$\sigma_v = 3(18.1) = 54.3 = \sigma_1$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = K_o\sigma_1 = 0.41\sigma_1 = 22.3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_o = \tfrac{1}{3}(54.3 + 22.3 + 22.3) = 32.9$$

$$G = \frac{3230(2.97 - 0.76)^2}{1 + 0.76}(32.9)^{1/2} = 51\,400 \text{ kPa}$$

14-7 MODULO CICLICO DE DEFORMACION Y LICUEFACCION

El interés ampliamente difundido por la energía nuclear ha generado la necesidad de investigar potenciales fallas geológicas o posibles licuefacciones del suelo durante un sismo en los sitios de ubicación de plantas nucleares. La licuefacción se define aquí como un estado del suelo causado por una acumulación de presiones de poro en una carga cíclica o dinámica hasta que la

presión efectiva sea cero. Este es un fenómeno de arenas finas a medias. No se ha observado en gravas y es difícil que se desarrolle en arenas finas limosas o arenas medianas a gruesas. Durante estos 10 años últimos se han usado tres tipos de ensayo para estudiar la estabilidad estructural (resistencia) de las arenas. Estos incluyen el ensayo triaxial cíclico y el ensayo de corte directo, citados en la sección anterior y el ensayo de la tabla vibratoria (Seed y otros, 1977).

Estos estudios se hacen para estimar la magnitud y el número de ciclos de esfuerzos (o deformaciones) necesarios para causar una acumulación de presiones de poro suficiente para reducir la presión efectiva del poro a un valor suficientemente bajo, de tal manera que bajo las cargas del suelo el material se comporte como un fluido viscoso o líquido. Como se indicó en la sec. 13-11, la investigación ha descubierto que la presión de poro residual tiende a incrementarse en ciclos de esfuerzos sucesivos en una arcilla. Se ha encontrado también que la presión de poro se incrementa con el incremento de la deformación. Este fenómeno es de esperarse en un suelo saturado en condiciones sin drenar. En suelos naturales donde $S < 100$ por ciento aun con drenaje, este fenómeno puede también inducirse si la presión de poro que se acumula es mayor que la velocidad de drenaje, como puede ocurrir durante los sismos, en donde se desarrollan relativamente grandes deformaciones. Nótese también que la falla "progresiva" no requiere que la masa entera esté simultáneamente en un estado de licuefacción. Un punto local de licuefacción puede transferir carga suficiente a un punto adyacente, de tal manera que el suelo se sobreesfuerce, resultando una falla de toda la masa.

El ensayo cíclico de corte directo y el ensayo cíclico triaxial pueden usarse también para determinar el módulo dinámico y el factor de amortiguación en un suelo bajo las condiciones del ensayo (relación de vacíos, presión de confinamiento, (cementación), (perturbación de la muestra, relación de esfuerzos o deformación). La información de estos ensayos generalmente se ilustran como en la fig. 14-4. Por lo común la deformación y los esfuerzos son controlados electrónicamente, la respuesta es dirigida a un oscilógrafo y se hace el dibujo indicado. El gráfico puede hacerse también a mano y se obtienen los esfuerzos y las correspondientes deformaciones. Generalmente, debido a que el ciclo es del orden del 1/6 a 10 Hz, resulta práctico usar solamente un oscilógrafo.

Del ciclo de histéresis mostrado, el módulo de esfuerzo-deformación es:

$$M_d = \frac{\text{Esfuerzo}}{\text{Deformación}} \tag{14-11}$$

donde M_d = E_s para deformación axial y esfuerzo desviador
= G para deformación cortante y esfuerzo cortante.

La amortización se calcula así:

$$D = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\text{Area del ciclo } ABCD}{\text{Area de ambos triángulos } (OBE + ODF)}\right] \tag{14-2}$$

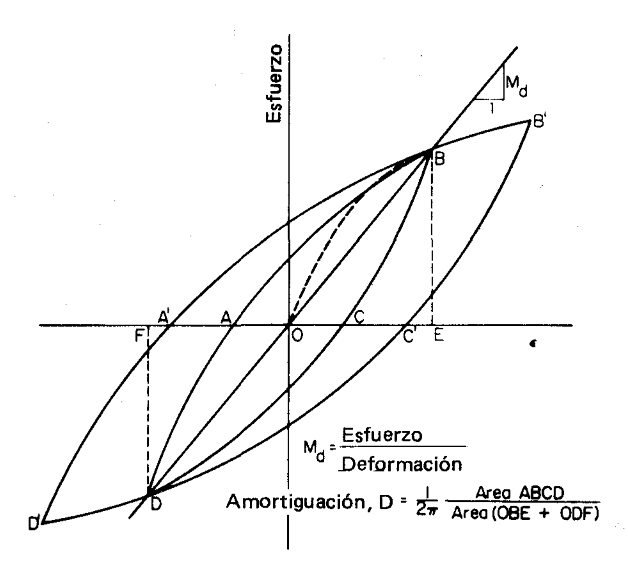


Figura 14-4 Ciclo de histeresis para un ensayo de cortante dinámico. Note que esta lupa se localiza alrededor del origen de los ejes. Un ensayo triaxial se localizará a la derecha de los ejes como en el ejemplo 14-3. Estos son datos reales con la curva $ABCD$ para el primer ciclo y $A'B'C'D'$ para 10 ciclos. El suelo tiene un módulo esfuerzo-deformación que se reduce con el incremento de los ciclos de esfuerzo.

El área del ciclo y de los triángulos se obtiene fácilmente usando un planímetro.

El ensayo de corte cíclico también se usa para determinar el número de ciclos N_c para cualquier esfuerzo desviador, generalmente expresado como una relación de esfuerzos

$$R = \frac{\Delta\sigma_1}{2\bar{\sigma}_3}$$

donde $\bar{\sigma}_3$ = presión confinante efectiva que causará la presión de poro medida a partir de condiciones consolidadas drenadas ($u = 0$), hasta igualar la presión confinante ($u = \bar{\sigma}_3$). Para esta condición de presión de poro se supone la "licuefacción". Para el ensayo de corte directo use Δs = esfuerzo cortante cíclico y el esfuerzo normal aplicado σ_v para $\bar{\sigma}_3$.

Para el ensayo triaxial cíclico,

1. Construir una muestra con la densidad deseada (o relación de vacíos). Usar arena de amortiguación con contenido de agua conocido y pesarla en 5 a 10 partes iguales separadas para producir una muestra uniformemente densa, acomodando los pesos iguales en volúmenes iguales de muestra. Varias muestras de tanteo pueden ser requeridas antes de que se obtenga una muestra satisfactoria. Un procedimiento similar se utilizaría para suelos cohesivos remoldeados. Alternativamente, cuando sea fácil se pueden usar muestras sin perturbar.

2. Para estudios de licuefacción, saturar y consolidar la muestra usando una contra-presión σ_b y verifique que el parámetro B de la sec. 13-11 sea 0.98^+. La presión de consolidación efectiva se obtiene de la diferencia entre la presión de confinamiento y la contra-presión.

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - \sigma_b$$

Por ejemplo con σ_3 = 650 kPa y una contra-presión en la presión del fluido de 500 kPa, la presión efectiva de consolidación es 150 kPa. Puede mantenerse una contra-presión positiva durante el ensayo para garantizar que $S \rightarrow 100$ por ciento, manteniendo el aire disuelto en el agua de los poros.

Para determinar el módulo dinámico, deben usarse el contenido de agua in situ o la arena de amortiguación en una condición "drenada" de líneas de poro abiertas para el drenaje.

3. Colocar la cámara en una máquina triaxial modificada para aplicaciones cíclicas de carga. Puede hacerse una modificación del equipo existente con costos modestos en aquellos lugares en donde se disponga de técnicos competentes de laboratorios (Cullingford y otros 1972, Chan y Mulillis 1976). El equipo es ofrecido por diversos laboratorios comerciales o puede ser construido fácilmente.

4. Aplicar un incremento de deformación y observar la carga máxima desviadora (esfuerzo). Generalmente se usa una deformación de 2.5,5 y/o 10 por ciento en los estudios de licuefacción. Para cimentaciones de máquinas, las deformaciones pueden ser del orden de 0.025 a 0.1 por ciento o menos, y la muestra no se lleva cíclicamente hasta la falla; por el contrario, se registran uno a cuatro ciclos; entonces se replantea el incremento de deformación, y se repite el ensayo.

   Ajustar el equipo de tal manera que una parte del esfuerzo estabilizador (o deformación) sea cíclico. Es evidente que el ciclo debe ser de tal manera que el contacto con la muestra se mantenga sobre la parte de esfuerzo (−) en el ciclo de histéresis.

5. Hacer que varios ciclos se superpongan para un promedio estadístico al calcular el módulo dinámico. Para estudios de licuefacción, los ciclos se cuentan hasta la licuefacción ($u = \bar{\sigma}_3$), y se hace un gráfico de la relación de esfuerzos contra N_c como en la fig. 14-5 para varias relaciones de esfuerzos con ϵ = constante. Por ejemplo, con $\bar{\sigma}_3$ = 600 kPa, el esfuerzo desviador inicial $\Delta\sigma_1$ para producir ϵ = 0.025 (2.5 por ciento de deformación) podría ser 450 kPa. Podemos realizar los ensayos así:

$\Delta\sigma_1$	Ciclos N_c hasta la licuefacción	Relación de esfuerzos R_c
100 kPa	500	$100/(2 \times 600) = 0.08$
300	30	0.25
400	8	0.33

Esta es parte de la información ilustrada en la fig. 14-5.

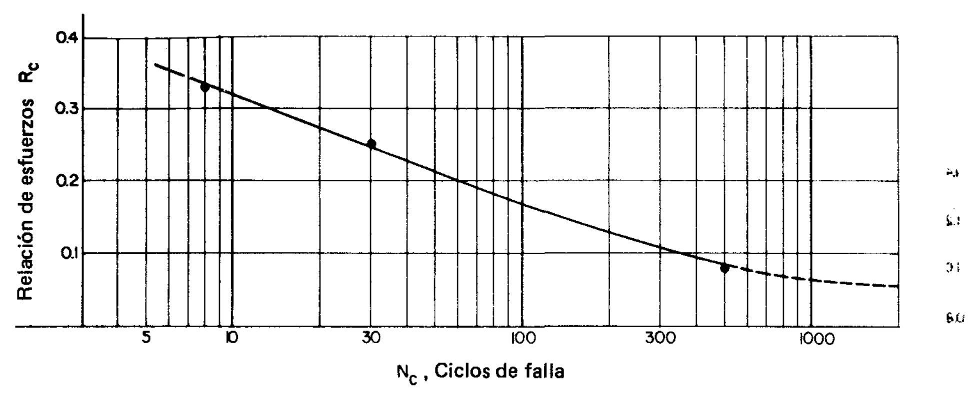


Figura 14-5 Gráfico de la relación de esfuerzos R contra el número de ciclos para la licuefacción N_c.

Ejemplo 14-3

DADO La información del ensayo cíclico triaxial mostrado en la fig. E14-3 para arena suelta, medianamente gruesa (densidad relativa = 0.42) y G_s = 2.68. El ensayo se hace controlando esfuerzos tanto como sea posible. La presión de celda σ_3 = 140 kPa y la deformación unitaria inicial de 0.37 producen un $\Delta\sigma_1$ inicial igual a 50 kPa y $\Delta\sigma_1/\sigma_3$ = 0.36.

SE PIDE Módulo tangente inicial, módulo dinámico esfuerzo-deformación y factor de amortiguación D.

SOLUCION Dibujar las líneas $O'A'$, AOC, AB y CD como se indica.

$$\text{Estático } E_s = \text{pendiente } O'A' = \frac{0.7(140)}{0.25}$$

$$= 392 \text{ kPa}$$

$$\text{Dinámico } E_s = \text{pendiente } OA$$

$$= \frac{1.46(140)}{0.68 - 0.27}$$

$$= 498 \text{ kPa}$$

Para obtener el factor de amortiguación, usar un planímetro

Area de $AB'CD'$ = 23 Unidades (3 tanteos)
Area de OAB = 23.5 Unidades
Area de OCD = 10.5 Unidades

$$D = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{23}{23.5 + 10.5}\right) = 0.11$$

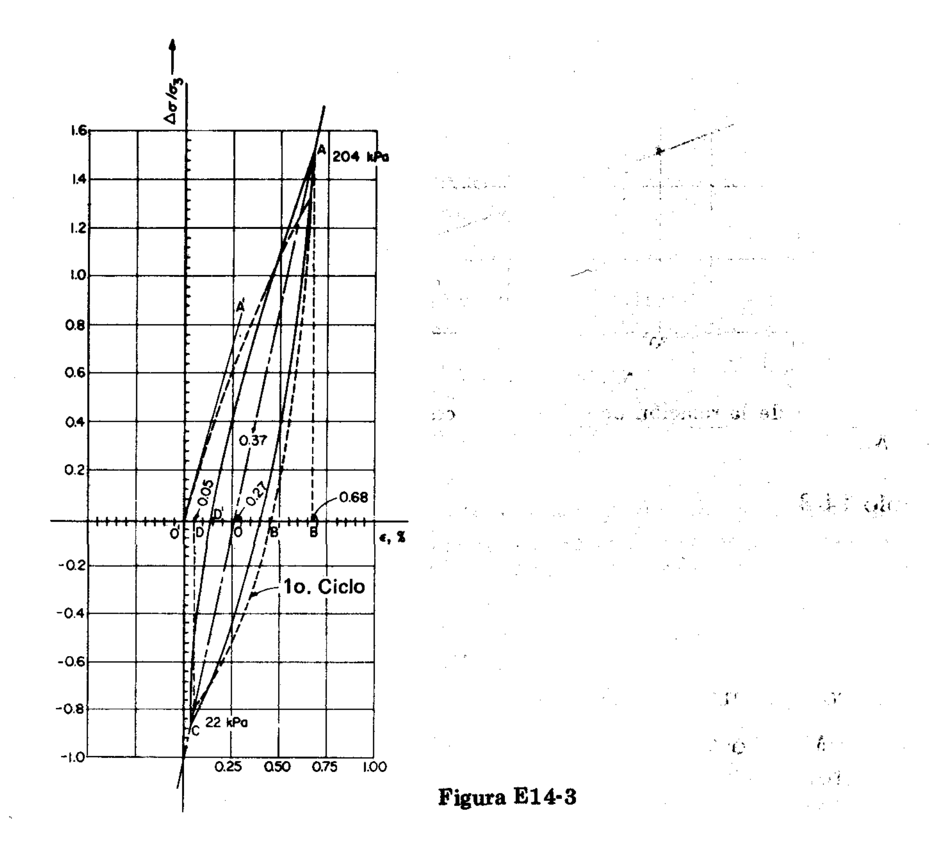


Figura E14-3

Los ensayos de laboratorio indican que la preparación de la muestra, el tamaño del grano, la relación de vacíos (o densidad relativa), la presión efectiva de confinamiento y la historia de deformaciones previas influyen sobre todos los datos de laboratorio. Por estas razones, al usar los datos de laboratorio para diseño, se introduce un factor de corrección,

$$\left(\frac{s_e}{\bar{p}_o}\right)_{\text{campo}} = C_r\left(\frac{\Delta\sigma_1}{2\bar{\sigma}_3}\right)_{\text{lab}} \tag{14-13}$$

y dividiendo, se obtiene el factor de seguridad aparente así:

$$F = \frac{C_r(\Delta\sigma_1/2\bar{\sigma}_3)_{\text{lab}}}{(s_e/\bar{p}_o)_{\text{campo}}} \tag{14-14}$$

donde s_e = esfuerzo cortante de campo causado por sismos

$\bar{p}_o$ = esfuerzo efectivo de sobrecarga in situ

C_r = factor de ajuste, que varía desde alrededor de 0.57 para arenas normalmente consolidadas hasta 1 para arenas con OCR → 8

Nótese que la ec. (14-14) se compara para el mismo número de ciclos. El esfuerzo cortante de campo puede calcularse (Seed a Idriss, 1971) así

$$s_e = 0.65(r_d)ma \tag{14-15}$$

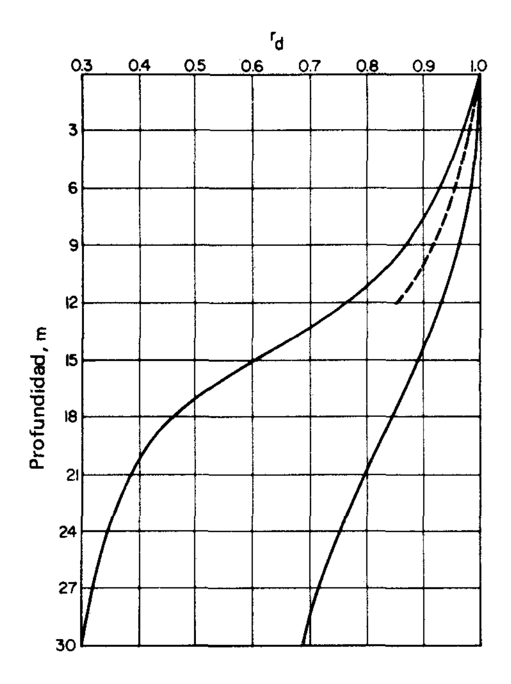


Figura 14-6 Valores de r_d contra profundidad h. (*Luego de Seed e Idriss, 1971.*)

donde: m = masa de una columna unitaria de suelo hasta la profundidad de interés h, tal como la localización de la roca madre (origen del sismo) = $\gamma h/g$

a = aceleración estimada del sismo, dependiendo de la magnitud y de la distancia del epicentro

r_d = factor de reducción para tener en cuenta que la masa acelerada M no es un cuerpo rígido; la fig. 14-6 suministra valores de r_d

El factor 0.65 se usa para promediar estadísticamente el esfuerzo cortante en todo el ciclo de duración.

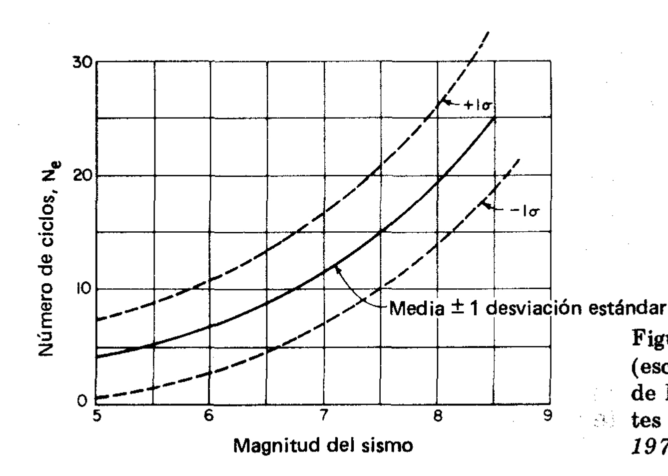


Figura 14-7 Magnitud del sismo (escala de Richter) contra número de los ciclos de esfuerzos resultantes (*Luego de Valera y Donovan, 1977.*)

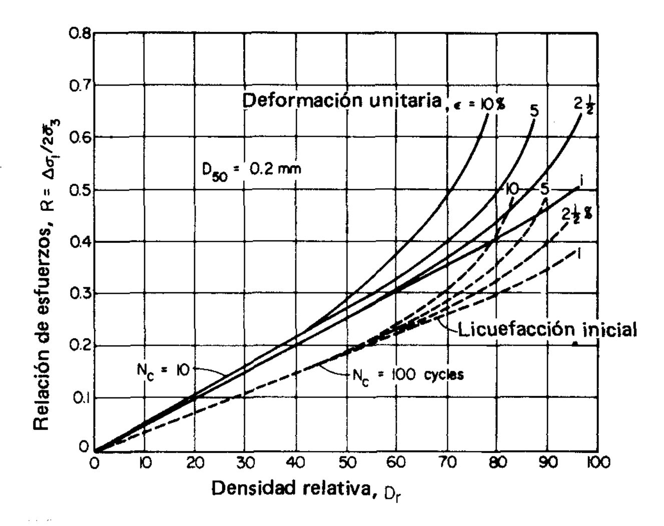


Figura 14-8 Relación esfuerzo contra densidad relativa para ciclos hasta la licuefacción. La licuefacción inicial es la etapa donde los primeros efectos de la licuefacción parcial son detectados y no hay "falla" (*Luego de Lee y Seed, 1967.*)

El número de ciclos de campo para comparar con la curva de laboratorio puede calcularse de la fig. 14-7. Esta curva se basa en una dispersión de al menos ± 1 desviación estándar.

La fig. 14-8 ilustra un resumen de datos para una arena limpia, isotrópicamente consolidada con el tamaño medio del grano (D_{50}) = 0.2 mm. Esto puede usarse para indicar el intervalo general de relaciones de esfuerzo R esperadas. También indica la variación de R con la densidad relativa y el número de ciclos que causan licuefacción para la relación de esfuerzos o la densidad relativa.

La fig. 14-9 ilustra el efecto del tamaño del grano en la relación de resistencia y puede usarse para ajustar la información de la fig. 14-8 para tamaños de granos diferentes de 0.2 mm. Esta información fue obtenida de ensayos sobre muestras formadas por sedimentación y compactación liviana y húmeda. La compactación húmeda da resistencias cíclicas de 140 por ciento o más. Las presiones de confinamiento significativamente mayores de 100 a 200 kPa pueden dar resistencias cíclicas más bajas. Suelos con cementación natural pueden poseer resistencias cíclicas mayores.

Los suelos arcillosos generalmente no experimentan licuefacción por cargas cíclicas; sin embargo, la deformación se incrementa progresivamente. Puede observarse una excepción en algunas arcillas sensitivas cementadas naturalmente, que desarrollan planos cortantes bastante definidos sobre los cuales el suelo se remoldea a una resistencia residual mucho más baja. La fig. 14-10 ilustra la relación de esfuerzos para arcillas, definida como

$$R_c = \frac{s_c}{s_u}$$

donde s_c = resistencia cíclica cortante (también esfuerzo desviador aplicado)

s_u = resistencia al corte sin drenar

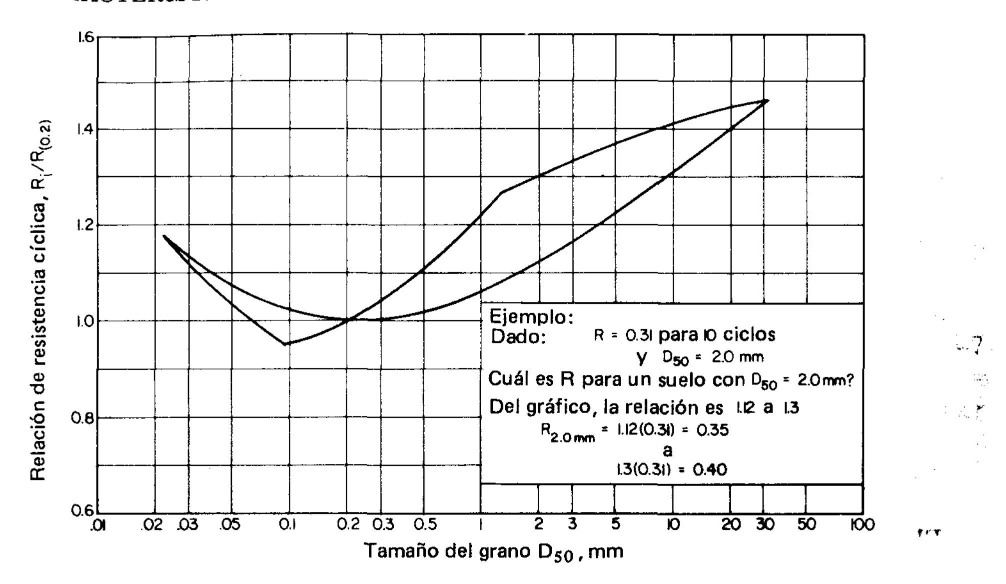


Figura 14-9 Relación entre el tamaño medio del grano (D_{50}) y la relación de resistencia cíclica. Datos de varias fuentes.

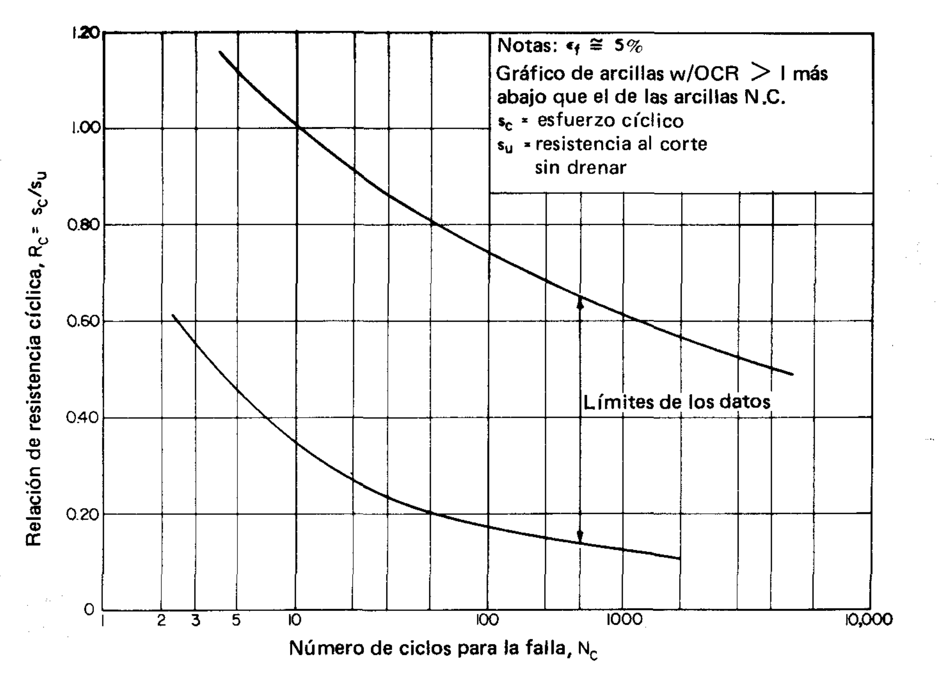


Figura 14-10 Relación entre el número de ciclos para la falla y la relación de resistencia cíclica para suelos arcillosos (*Luego de Lee y Focht, 1975.*)

Esta figura se basa en un amplio intervalo de suelos arcillosos (Lee y Focht, 1975). La ec. (14-3) puede usarse para suelos arcillosos con $C_r = 1$.

Ejemplo 14-4 Estimar el factor de seguridad de una planta nuclear para las condiciones mostradas en la fig. E14-4 y un sismo de magnitud 8 en la escala de Richter.

SOLUCION Cálculos preliminares:

Estimar $G_s = 2.68$. De las relaciones gravimétricas-volumétricas del cap. 2, deducir en gramos por centímetro cúbico,

$$\gamma_{seco} = \frac{G_s(\gamma_{sat} - 1)}{G_s - 1} = \frac{2.68(1.937 - 1)}{2.68 - 1}$$

$$= 1.495 \text{ g/cm}^3$$

El volumen de sólidos es

$$V_s = \frac{1.495}{2.68} = 0.558$$

El volumen de vacíos es

$$1 - 0.558 = 0.442$$

La relación de vacíos es

$$e = \frac{0.442}{0.558} = 0.792$$

Estimar $e_{min} = 0.4$ y $e_{max} = 1.2$, y calcular la densidad relativa ec. (6-1) como

$$D_r = \frac{e_{max} - e_n}{e_{max} - e_{min}} = \frac{1.2 - 0.79}{1.2 - 0.4} = 0.51$$

$$D_r = 0.51 \times 100 = 51\%$$

Calcular $\bar{p}_o$ promedio $= 2(18.0) + 7.5(19.0 - 9.81) = 105$ kPa

Nótese que este resultado está dentro del intervalo de 100 a 200 kPa de los datos del ensayo usado para desarrollar las figs. 14-8 y 14-9. Calcular

$$s_e = 0.65(r_d)ma$$

$$m = \frac{[2(18.0) + 7.5(19.0)]1000}{9.807} = 18\,201 \text{ kg}$$

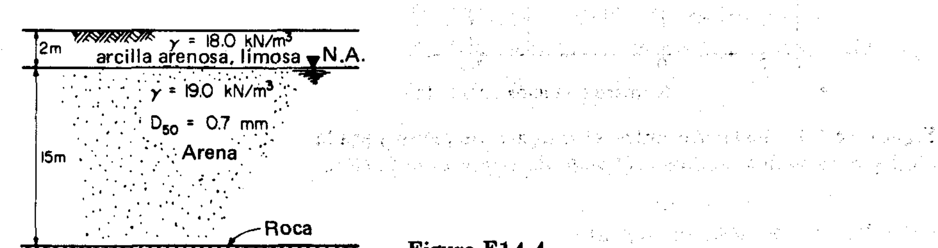


Figura E14-4

Calcular la aceleración como

$$a = 0.1\ g = 0.1(9.807) = 0.981\ \text{m/s}^2$$

r_d Se calcula como 0.92 para h = 9 m de la fig. 14-6

$$s_e = 0.65(0.92)(18\,201)(0.981) = 10\,667\ \text{N} = 10.7\ \text{kN}$$

$$\frac{s_e}{\bar{p}_o} = \frac{10.7}{105} = 0.10$$

Para magnitudes de sismo = 8, se obtiene $N_e \cong$ 20 ciclos de la fig. 14-7. De la fig. 14-8, para N_c = 20 ciclos en D_r = 51.0 interpolar para ε = 2.5% y se obtiene R_c = 0.25. De la fig. 14-9 para D_{50} = 0.7 mm, interpolar en la mitad de las líneas para el factor = 1.06

$$R_c = 0.25 \times 1.06 = 0.27 \qquad \text{(valor de diseño)}$$

Calcular F usando la ec. (14-14)

$$F = \frac{0.57(0.27)}{0.10} = 1.54 \qquad \text{(que parece adecuado)}$$

Si F fuera del orden de 1.1 a 1.2, sería necesario revaluar las suposiciones y/o ejecutar los ensayos cíclicos sobre muestras sin perturbar. Si esto no es posible, considere una pared construida con inyecciones alrededor del sitio para mantener el nivel exterior de aguas, para satisfacer los requerimientos del medio ambiente y se drene el interior, de modo que la licuefacción no sea un problema.

14-8 RESUMEN

Este capítulo ha presentado recursos para calcular el módulo esfuerzo-deformación y la relación de Poisson en suelos.

Se consideraron tanto los módulos de esfuerzo-deformación estáticos, deducidos de ensayos triaxiales convencionales, como los módulos dinámicos; el lector debe estar atento a que los valores estáticos para bajas deformaciones pueden ser menores del 50% de los valores dinámicos. Para deformaciones estáticas o dinámicas grandes (a medida que la resistencia "residual" o la licuefacción se desarrolla), $E_s \rightarrow 0$.

Se presentó el concepto de licuefacción tal como se usa en el estudio de sismos; también se presentaron los ensayos cíclicos de cortante, tal como se usan para evaluar la resistencia de sismos. Este capítulo introdujo al lector a una mayor información empírica, en comparación con los capítulos anteriores. Esto se debe a la naturaleza incierta de la intensidad de los sismos, el número de ciclos de esfuerzos que se introducen y a la masa o cantidad de suelo considerada. Estos temas han sido asignados a los problemas de relacionar muestras de laboratorio con las condiciones del campo con respecto a los métodos de preparación de la muestra, el grado de saturación, la presión de

confinamiento, el tipo de suelo, las limitaciones de equipo, la exactitud en la simulación del ensayo y la interpretación de la información.

En general, sin embargo, se ha hallado que:

1. Los esfuerzos cíclicos que inducen licuefacción son mucho menores que los requeridos bajo condiciones de cargas estáticas.
2. La frecuencia no es particularmente crítica ya que frecuencias de 1/6 a 10 Hz producen esencialmente los mismos resultados.
3. Los esfuerzos cíclicos producirán licuefacción en suelos con un intervalo considerable de pesos unitarios.
4. Cuando las arenas se licuan bajo los esfuerzos cíclicos, las deformaciones inmediatas llegan a ser muy grandes. Esto causa algunos problemas en el laboratorio al determinar la "falla".
5. La licuefacción parcial de arenas densas produce una condición de esfuerzo cercano a 0 para bajas deformaciones, pero si la deformación se incrementa, se recupera una resistencia apreciable.
6. Cuanto mayor sea la relación de esfuerzo, menor el número de ciclos para llegar a la licuefacción.
7. Cuanto menor sea la presión de confinamiento, más bajo el número de ciclos requeridos para causar la licuefacción.

PROBLEMAS

14-1 ¿Cuál es el módulo tangente inicial aproximado del ejemplo 14-1?
Respuesta: $E_s \cong 25\ 000$ kPa.

14-2 ¿Cuál es el módulo secante utilizando los dos puntos del ejemplo 14-1?
Respuesta: $E_s \cong 17\ 800$ kPa.

14-3 Dibujar los datos de esfuerzo-deformación del problema 13-10, ensayos 1 y 3 y comparar el módulo tangente inicial.

14-4 Trazar la información esfuerzo-deformación del problema 13-10, ensayos 2 y 5 y comparar el módulo tangente inicial. Para este problema, preparar una tabla de G contra μ.

14-5 Trazar la información asignada al problema 13-10 y hallar la deformación a la cual la relación de Poisson μ es negativa (—) o >0.50. Discutir el nivel de deformación al cual ocurre este caso. Asegúrese de usar una escala suficientemente grande o amplíe la parte inicial del gráfico. Además, use una curva suave y no la información de punto a punto.

14-6 Hacer nuevamente el ejemplo 14-5 para N_e en + una desviación estándar ($+1\alpha$).

14-7 Hacer nuevamente el ejemplo 14-5 para N_e en — una desviación estándar (-1α).

14-8 Hacer nuevamente el ejemplo 14-5 si la densidad de la arena se incrementa por vibroflotación a 20.5 kN/m^3, pero todos los otros datos son los mismos.
Respuesta: $F \cong 4.0 +$.

14.9 Hacer el ejemplo 14-5 nuevamente y trazar F contra aceleración a de la tierra. Usar valores de $a = 0.05$ a 1.0. Si la intensidad del sismo y el sitio está en su área, ¿cuál es el valor de F?

14.10 Para el ciclo de histéresis ilustrado en la fig. P14-10, calcular el módulo dinámico esfuerzo-deformación e indicar si es G o E y el factor de amortiguación D.
Respuesta: Módulo = 2300 kPa, $D = 0.17$.

14-11 Para el ciclo de histéresis ilustrado en la fig. P14-11, calcular los módulos dinámicos de esfuerzo-deformación y el factor de amortiguación.

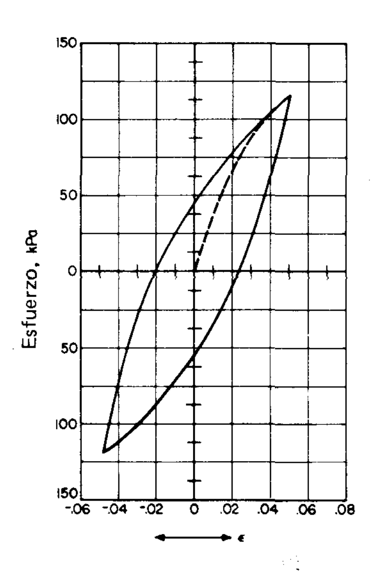


Figura P14-10

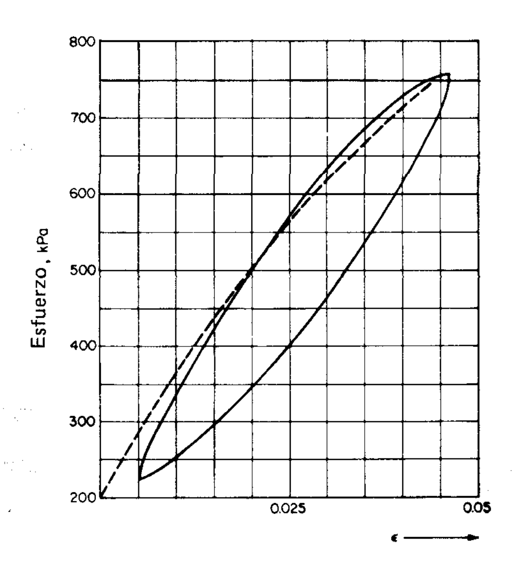


Figura P14-11

Capítulo 15

Esfuerzos y presiones en el suelo

15-1 ESFUERZOS EN EL SUELO EN UN PUNTO

El suelo formado en un depósito residual o sedimentario produce una columna de suelo sobre cualquier elemento, como se indica en la fig. 15-1*a*. La presión vertical es $\sigma_v = p_o = \gamma h'$, como se indica. Durante la formación del depósito, el elemento se consolidará bajo la presión σ_v. El esfuerzo vertical produce un flujo lateral en el suelo que lo rodea debido al efecto de la relación de Poisson. El suelo circundante resiste el efecto del flujo lateral con un esfuerzo lateral en σ_h'. A lo largo de períodos geológicos, la consolidación y las deformaciones laterales y verticales por creep llegarán a cero. En estas condiciones, se desarrolla un estado de esfuerzos estables, en donde σ_h' y σ_v serán los esfuerzos efectivos principales debido a que un desplazamiento de cero producirá cero de esfuerzos cortantes en los planos vertical y horizontal que definen el elemento del suelo. El equilibrio producido en la condición in situ para este estado de esfuerzos comúnmente se denomina condición K_o

La relación de presiones laterales y verticales del suelo in situ puede definirse con un factor K como

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

La condición K_o, en particular, es la relación de las presiones efectivas de equilibrio,

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\gamma h} = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} \qquad (15\text{-}1)$$

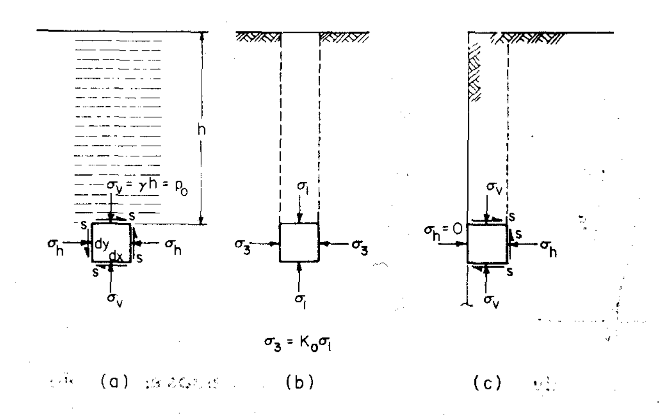


Figura 15-1 Desarrollo de los esfuerzos in situ. (*a*) esfuerzos durante la depositación/formación del depósito; (*b*) esfuerzos en la condición estable; (*c*) esfuerzos en la pared de la excavación.

El intervalo de K_o es cualitativamente el siguiente

$K_o < 1$ para suelos *normalmente* consolidados

$K_o < 1$ para suelos *sobre-consolidados* (OCR $<$ 3 aproximadamente)

$K_o > 1$ para suelos *sobre-consolidados* (OCR $>$ 3 aproximadamente)

La relación de sobreconsolidación OCR, definida en el cap. 11 como OCR $= p_c/\gamma h$, no es la misma relación que K_o, la cual es siempre tal como se da en la ec. (15-1).

La condición K_o puede ilustrarse con los diversos círculos de Mohr, como en la fig. 15-2, para condiciones del suelo normal y sobre-consolidado (OC). Las condiciones de esfuerzos in situ representan algún estado de equilibrio elástico, debido a que con cero desplazamiento el suelo puede considerarse un medio continuo elástico. La aplicación de esfuerzos adicionales ocasionará cambios en el tamaño del círculo de Mohr y cuando los esfuerzos cortantes sean de magnitud suficiente, el suelo falla. La fig. 15-3 ilustra la condición de falla, a medida que se imponen en la masa de suelo esfuerzos adicionales suficientes.

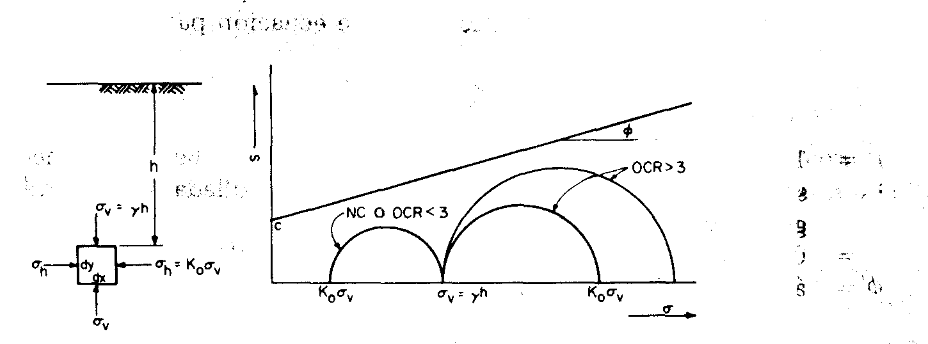


Figura 15-2 Representación cualitativa de los esfuerzos in situ en un punto.

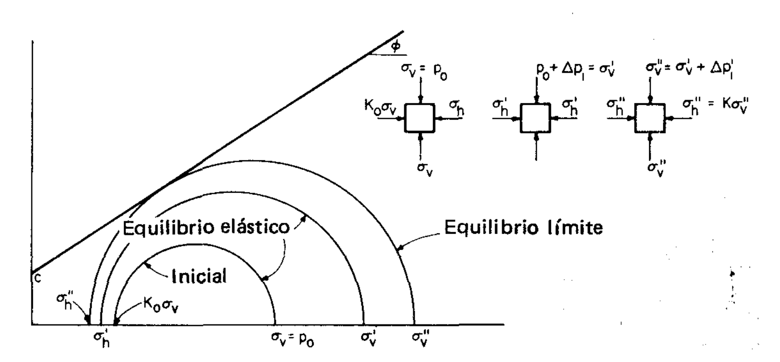


Figura 15-3 Representación con círculos de Mohr de los cambios de esfuerzos en el suelo, desde K_o hasta el estado de equilibrio límite a medida que el esfuerzo vertical se incrementa desde p_o hasta $p_o + \Delta p_1$. En diseño, Δp_1 produce σ_v', y no σ_v''. Observe que hay una disminución en presión lateral y un incremento en presión vertical.

La determinación de K_o que mide σ_h in situ es casi imposible, debido a que se pierde irremediablemente cuando se hace una excavación a un lado del elemento. Se altera incluso cuando se está próximo, como en la fig. 15-1*c*, donde σ_h = O en el lado izquierdo. Es cierto aunque se actúe al colocar cuidadosamente el aparato de medida en la cavidad.
Wroth (1975) presenta un aparato que remueve el suelo y simultáneamente se inserta en la cavidad; sin embargo, no puede recuperar completamente el esfuerzo σ_h in situ debido a la perturbación por la excavación. La siguiente sección da una razón analítica para la pérdida de σ_h y el no poder "empujar" el suelo de nuevo a su lugar. Con una base no analítica, sin embargo, el lector debe darse cuenta de que debido a la naturaleza en forma de partículas del material, cualquier desplazamiento produce una nueva estructura (material) y nuevos esfuerzos entre las partículas.

Con base en observaciones de presiones en silos, Jaky en (1948), y luego Brooker y Ireland (1965) y utilizando una gran serie de ensayos de laboratorio sobre cinco suelos arcillosos, sugirieron la siguiente ecuación para la presión de tierra lateral in situ:

$$K_o = M - \operatorname{sen} \phi' \qquad (15\text{-}2)$$

donde M = 1 para suelos normalmente consolidados, sin cohesión y cohesivos; también para presiones laterales desarrolladas en pilas de granos tales como maíz, trigo, cebada, etc.
= 0.95 para arcilla sobre-consolidada del orden de OCR > 2.
ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna.

El uso de esta ecuación permite un estimativo razonable de la presión lateral de tierra in situ. La evidencia disponible indica que el estimativo es suficientemente confiable para la mayoría de los propósitos de la ingeniería.

15-2 PRESIONES ACTIVA Y PASIVA DE TIERRA

El concepto de presión activa y pasiva de tierra es de importancia particular en los problemas de estabilidad del suelo, apuntalamiento de excavaciones, diseños de muros de contención, y desarrollo de resistencia a la tracción utilizando varios tipos de anclajes. Consideremos primero la estática de un bloque de material en un plano en una pendiente con ángulo ρ, como en la fig. 15-4. El coeficiente de fricción entre el bloque y el plano es v, definido en la figura.

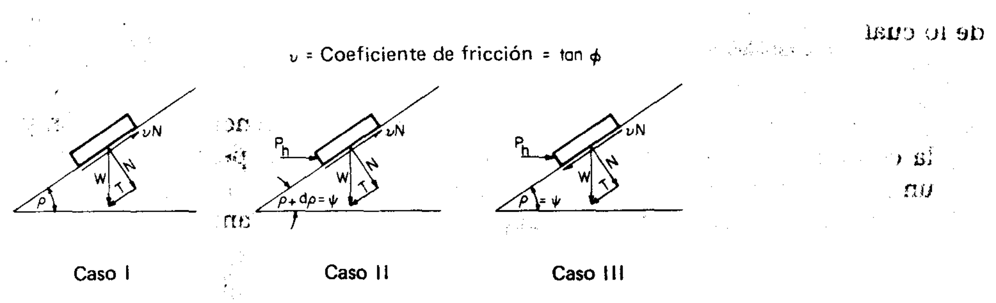


Figura 15-4 Bloque sobre un plano inclinado para desarrollar el concepto de presión activa, en reposo y pasiva de tierra.

Considérense los tres casos ilustrados como sigue:

Caso I $P_h = 0$

Sumando las fuerzas paralelas al plano, se obtiene

$$T - \nu N = 0$$

y sustituyendo $v = \tan \phi$ y las componentes de W para T y N,

$$W \operatorname{sen} \phi - W \cos \rho \tan \phi = 0$$

de donde se obtiene

$$\tan \rho = \tan \phi$$

o sea, el bloque está a punto de deslizar cuando la pendiente del plano es $\rho = \phi$.

Caso II Cuando el ángulo de la pendiente es $\psi = \rho + \Delta\rho$.

De nuevo, sumando las fuerzas paralelas al plano y con el bloque apenas detenido contra el deslizamiento a lo largo del plano con la fuerza externa P_h, tenemos

$$P_h \cos \psi + W \cos \psi \tan \phi - W \operatorname{sen} \psi = 0$$

de donde se obtiene

$$P_h = W(\tan \phi - \tan \psi)$$

En este caso, P_h tendrá un valor mínimo, debido a que la resistencia por fricción le está adicionando P_h para detener el bloque.

Caso III El ángulo de la pendiente es el mismo como en el Caso II, pero deseamos empujar el bloque hacia arriba en el plano.

Sumando las fuerzas paralelas al plano, se obtiene

$$P_h \cos \psi - W \cos \psi \tan \phi - W \operatorname{sen} \psi = 0$$

de lo cual

$$P_h = W(\tan \psi + \tan \phi)$$

En este caso P_h es máximo, debido a que la resistencia por fricción y la componente tangencial del vector peso deben ser superadas para tener un movimiento hacia arriba en el plano.

Estos tres casos en un suelo representan aproximadamente:

Caso I. Condiciones de K_o

Caso II. Condiciones de presión activa de tierra — nótese que para desarrollar la presión límite, debe haber un movimiento pequeño hacia abajo en el plano

Caso III. Condiciones de presión pasiva de tierra — nótese que para desarrollar la fricción resistente límite debe haber un movimiento lento hacia arriba en el plano. En el suelo el ángulo ψ cambia ese valor del caso activo al caso pasivo.

Ahora investiguemos una condición imposible al insertar una pared sin fricción, de rigidez apreciable y volumen cero en una masa de suelo sin cohesión a lo largo del plano vertical *AB* de la fig. 15-5*a*, luego se excava el lado izquierdo de la pared como se indica en la fig. 15-5*b*, mientras simultáneamente se fija la pared contra toda clase de movimiento. Los esfuerzos que actúan contra la pared en este punto serían esfuerzos K_o, debido a que las condiciones impuestas no han producido ninguna deformación en la masa de suelo detrás de la pared. La fuerza necesaria en la pared para retener el sistema suelo/pared en el lugar es una fuerza K_o; de la fig. 15-5*c* se obtiene

$$\sigma_h = K_o \gamma y$$

La fuerza en la pared es la sumatoria de los esfuerzos unitarios sobre el diferencial del área, para obtener

$$P_h = \int_0^H \sigma_h \, dy = \int_0^H K_o \gamma y \, dy$$

$$= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_o \qquad (a)$$

Esta es la fuerza necesaria para retener la pared en su lugar contra cualquier movimiento lateral. Debido a que el diagrama de presión es triangular, la

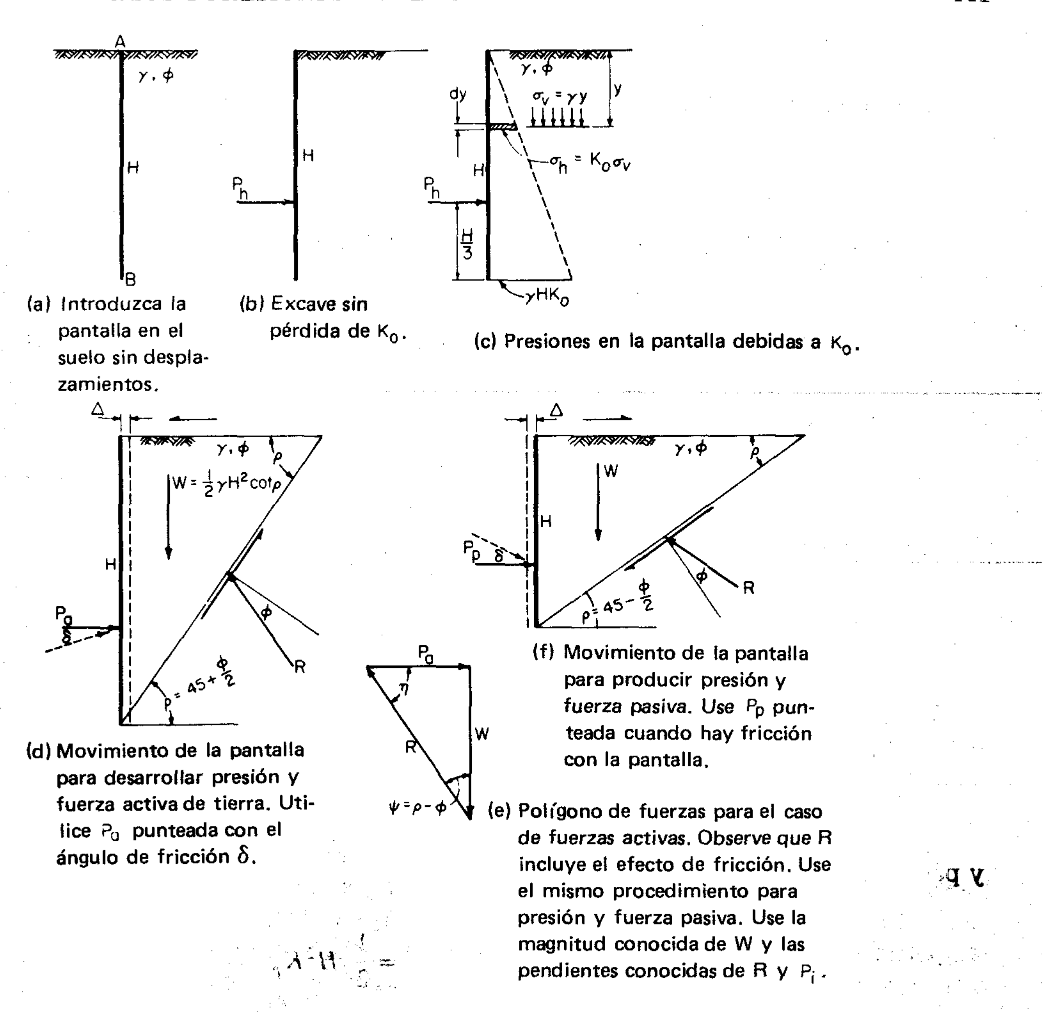


Figura 15-5 Desarrollo de las presiones activas y pasivas en una masa de suelo sin cohesión.

fuerza P_h actúa a través del centroide del área de presión, o en una localización $H/3$ a partir de la parte inferior de la pared, como se indica.

Si a la pared se le permite transladarse hacia la excavación con suficiente deformación del suelo de manera que la resistencia total por fricción sea movilizada y sin destruir la extructura del suelo, la fuerza P_h llegará a tener algún valor mínimo (algo como en el Caso II anterior). La zona de falla aproximada se desarrollará detrás de la pared como lo indica la fig. 15-5*d*. La fricción será movilizada a lo largo del plano OB y en la dirección indicada y será un valor límite, debido a que ha ocurrido un deslizamiento.

Las fuerzas en las cuñas deslizantes de la fig. 15-5*d* producen el polígono de fuerzas de la fig. 15-5*e*. Despejando $P_a = P_h$, que debe obtenerse de un valor máximo de las posibles combinaciones de fuerzas,

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 \cot \rho \tan (\rho - \phi) \qquad (b)$$

El máximo valor para P_a se obtiene de $dP_a/d\rho = 0$, de donde

$$\rho = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

sustituyendo este valor de ρ en la ec. (b), y sustituyendo cot $(45 + \phi/2) =$ tan $(45 - \phi/2)$, se obtiene

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (15\text{-}3)$$

el cual puede ser reescrito como

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (15\text{-}3a)$$

Debido a que $P_a = \int_0^H \sigma_a \, dy$ como en la ec. (a), la presión activa de tierra es

$$\sigma_a = \gamma y \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma y K_a \qquad (15\text{-}4)$$

Un análisis similar para presión pasiva, cuando la pared es forzada en el suelo (fig. 15-5f), da

$$\rho = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$$

y para P_p,

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \qquad (15\text{-}5)$$

y la presión pasiva de tierra es

$$\sigma_p = \gamma y \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \gamma y K_p \qquad (15\text{-}6)$$

Obsérvese que la presión activa de tierra es una condición de relajamiento de las deformaciones, en donde la resistencia por fricción es movilizada para reducir la fuerza necesaria para retener el suelo en su posición. La presión pasiva del suelo es una condición de densificación del suelo por un movimiento lateral en la masa del mismo, con la fricción movilizada para incrementar la fuerza necesaria para causar deformaciones. Nótese, además, que el ángulo de la pendiente al fallar disminuye en ϕ para el caso activo, produciendo una cuña de falla mucho mayor. Para $\phi = 30^\circ$, el intervalo posible de presiones de tierra es

Presión de tierra	Símbolo	Calculada como	Coeficiente K
Activa	K_a	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$	0.333
En reposo	K_o	$1 - \text{sen}\,\phi$	0.50
Pasiva	K_p	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	3.000

Por lo tanto, las presiones pasivas de tierra son del orden de $K_p \rightarrow 10K_a$.

Observaciones y ensayos sobre modelos de paredes indican que los cálculos son válidos para presiones K_o y K_a y que la pendiente de falla es aproximadamente plana, como en la fig. 15-5. El valor de K_p tiende a ser muy grande, especialmente cuando la geometría de la pared difiere de aquella usada en la fig. 15-5 cuando ϕ es mayor que, digamos, 38°. La evidencia disponible indica que para un relleno con pendiente y/o una pared rugosa en donde una resistencia significativa por fricción se desarrolla, la superficie de falla es aproximadamente curva cerca de la base de la pared. En general, siendo la superficie del suelo un plano principal, el ángulo de la superficie de falla es $45 + \phi/2$ para la activa y $45 - \phi/2$ para la condición pasiva (ver fig. 15-6*a*).

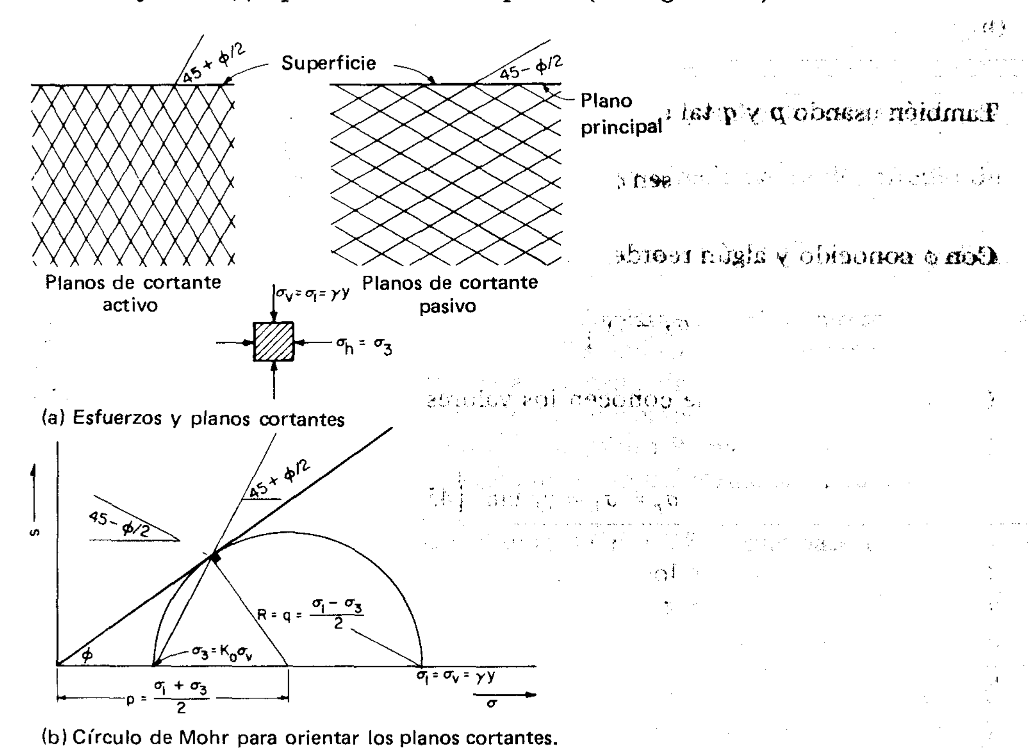


Figura 15-6 Estado de esfuerzos de Rankine usando el círculo de Mohr.

15-3 PRESIONES CONTRA LOS MUROS

Hay dos métodos comunes para calcular las presiones laterales de tierras contra los muros. La solución analítica más antigua fue el método de Coulomb, desarrollado por C. A. Coulomb en 1776. Luego, Rankine (ca. 1857) propuso un procedimiento para suelos sin cohesión, que es realmente una simplificación del método de Coulomb. Las ecs. (15-4) y (15-6) describen los métodos de Rankine y Coulomb para superficies horizontales, suelos secos sin cohesión, y muros lisos. No se desarrolla fricción alguna entre un muro liso y el suelo durante el movimiento de la pared; por lo tanto, la presión en el muro llega a ser un esfuerzo principal. En este texto sólo consideraremos el método de Rankine debido a su sencillez y amplio uso.

La presión lateral de tierra de Rankine puede estudiarse usando el círculo de Mohr. Considérese la fig. 15-6*a*, donde sobre un elemento de suelo actúa $p_o = \gamma y$ y se encuentra en un estado de falla incipiente. Los planos de cortante del "estado activo" son tal como se indican (también se indican los planos cortantes para el estado pasivo por referencia). Esta orientación puede obtenerse a partir del círculo de Mohr a un ángulo de $45 + \phi/2$ con la horizontal como en la fig. 15-6*b*.

El esfuerzo principal mayor es $p_o = \gamma y$ y el esfuerzo principal menor es $\sigma_3 = K_a \gamma y$, y el coeficiente de presión activa es

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_3}{\gamma y}$$

También usando p y q tal como se definen en la sec. 13-3, se obtiene

$$\text{sen}\, \phi = \frac{q}{p} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

Con ϕ conocido y algún reordenamiento de términos, se obtiene

$$\sigma_a = \sigma_3 = \gamma y \frac{1 - \text{sen}\, \phi}{1 + \text{sen}\, \phi} = \gamma y \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Con la presión pasiva, se conocen los valores de ϕ y $\sigma_3 = \gamma y$ y reagrupando términos se obtiene

$$\sigma_p = \sigma_1 = \gamma y \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Obsérvese de nuevo que los planos de cortante intersectan la superficie (un plano principal) a $45 + \phi/2$ para la condición de presión activa de tierra y $45 - \phi/2$ para la condición de presión pasiva.

Es posible utilizar valores alternos para K_p, incluyendo los de Caquot y Kerisel (1948), Sokolovski (1965), y más recientemente, Rosenfarb y Chen (1972), los cuales son algo más pequeños que los valores indicados aquí cuando $\beta > 15°$, se incluye la fricción de la pared δ y $\delta > \phi/2$ y $\phi > 36°$ a $38°$.

Generalmente, a menos que todas estas condiciones se reúnan, el valor de Rankine para K_p es satisfactorio. En Bowles (1977) se dan los valores de Rosenfarb y Chen y un programa de computador para generar los valores.

15-4 SUELO INCLINADO SIN COHESION

Con una superficie inclinada, el método de Rankine considera el equilibrio estático de un elemento a una profundidad y. El peso del suelo actúa verticalmente y la presión lateral de tierra es conjugada al peso, como en la fig. 15-7*a*. Por lo tanto, la presión lateral de tierra actúa paralelamente a la superficie. Obsérvese que el método de Rankine supone una pared sin fricción; por lo tanto, los esfuerzos en la cara vertical del elemento son esfuerzos principales. Rankine elaboró una solución analítica de este caso para obtener:

Presión activa

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \tag{15-7}$$

Presión pasiva

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \tag{15-7a}$$

El estudio de la fig. 15-7 indica que la máxima pendiente estable ocurre cuando $\beta = \phi$ para un suelo sin cohesión.

La presión activa de tierra puede obtenerse directamente del círculo de Mohr como sigue:

1. Dibuje una serie de ejes ortogonales y localice OV y OV', como se indica en la fig. 15-7*b*.
2. Calcule $\gamma y \cos\beta$ y localice el punto P_1 a lo largo de OV como se muestra.
3. Dibuje las líneas OP y OP' a $\pm\,\phi$ como se indica. En este momento no tenemos información suficiente para construir directamente un círculo de Mohr. Sin embargo, debido a que reconocemos que el círculo debe ser tangente a OP y OP_1 y pasa a través del punto P_1 para satisfacer la condición de esfuerzos y resistencia al corte simultáneamente, podemos continuar.
4. Por tanteos halle un círculo tangente a OP y OP_1 y que pase a través del punto P_1.
5. Construya un nuevo conjunto de ejes como en la fig. 15-7*c*. La línea OV es horizontal, con el punto P_1 localizado usando $\gamma y \cos\beta$ como en el paso 2. Dibuje las líneas $O\sigma_1$ a un ángulo β de OV y localice OP y OP' a $\pm\,\phi$ de $O\sigma_3$. También localice OA a β de $O\sigma_3$ como se muestra.
6. Mida el centro del círculo del paso 4 y localícelo sobre $O\sigma_3$. Use el radio del paso 4 y dibuje el círculo como se indica.

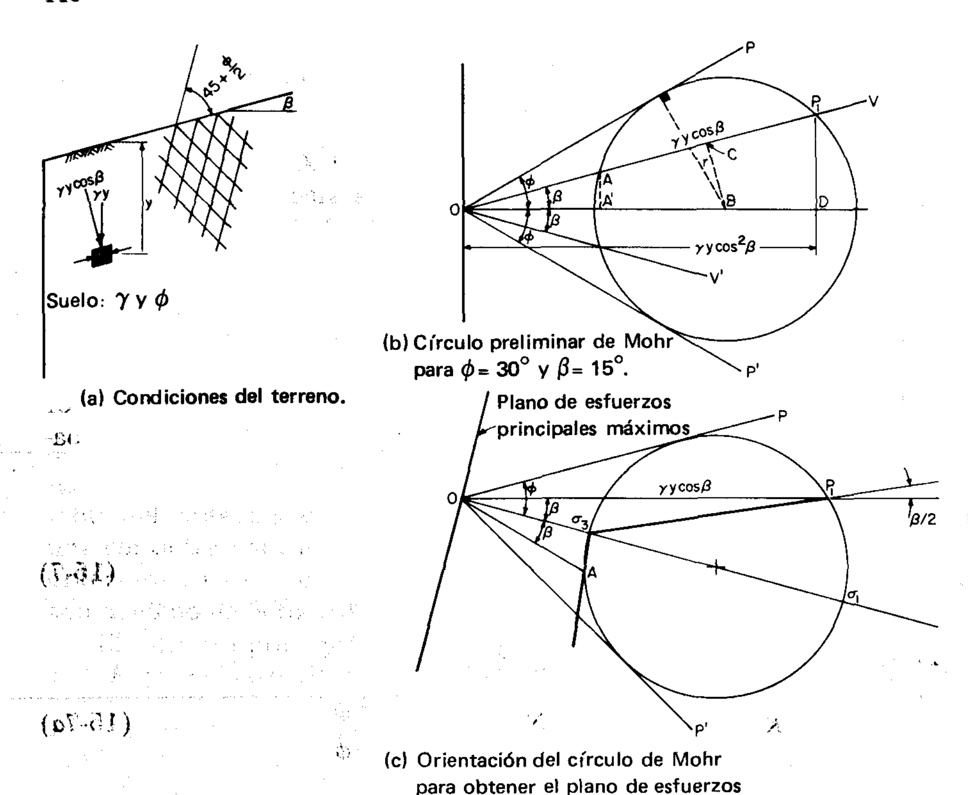


Figura 15-7 Uso del círculo de Mohr para obtener presiones de tierra de Rankine para una superficie inclinada.

7. Mida σ_a en la intersección del círculo y OA. La pendiente de $\sigma_3 P_1$ es $\beta/2$ y la pendiente de una línea a través de σ_3 y σ_a se desvía de la vertical por $\beta/2$.

Los planos potenciales cortantes (o de deslizamiento) son inclinados respecto de la superficie $45 \pm \phi/2$, como se indica en la fig. 15-7*a*.

Una solución analítica puede obtenerse para las ecuaciones de Rankine usando el círculo de Mohr como sigue:

Refiriéndose a la fig. 15-7*b*, K_a es

$$K_a = OA' = OA \cos\beta \qquad (c)$$

Los esfuerzos conjugados son:

$$K = \frac{OA}{OP_1} = \frac{OC - CA}{OD + CP_1} \qquad (d)$$

Pero las siguientes relaciones también pueden obtenerse de la fig. 15-7*b*:

$$OC = OB \cos \beta$$

$$CA = CP_1 = \sqrt{r^2 - (BC)^2}$$

$$BC = OB \operatorname{sen} \beta$$

$$r = OB \operatorname{sen} \phi$$

Sustituyendo estos valores en las ecs. (*d*) y (*c*), y usando $\cos^2 \phi = 1 - \operatorname{sen}^2 \phi$, obtendremos la ec. (15-7). Obsérvese, sin embargo, que hemos ignorado los esfuerzos cortantes AA' y $P'D$, introduciendo alguna aproximación, o inconsistencia, en la solución.

Ejemplo 15-1

DADO Un suelo sin cohesión, $\phi = 32°; \gamma = 17.5$ kN/m³.

SE PIDE ¿Cuál es el ángulo confiable de la pendiente para una excavación?

SOLUCION De la ec. (15-7), tenemos que el término $\sqrt{\ }$ es negativo para los valores de $\beta = \rho > 32°$. De la fig. 15-4 notamos que en el Caso I el valor máximo de ρ es ϕ. Por lo tanto, la máxima pendiente confiable es:

$$\rho = 32°$$

Ejemplo 15-2

DADO Un muro en un suelo sin cohesión: $\phi = 34°$, $\beta = 10°$, $\gamma = 17.9$ kN/m³, $H = 4$m.

SE PIDE ¿Cuáles son las fuerzas pasivas y activas en el muro?

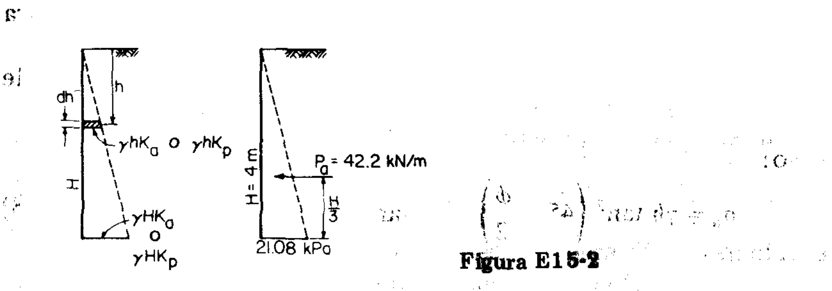


Figura E15-2

SOLUCION Use las ecuaciones de Rankine (ecs. (15-7), (15-7*a*)).

$$K_a = \cos 10 \; \frac{\cos 10 - (\cos^2 10 - \cos^2 34)^{1/2}}{\cos 10 + (\cos^2 10 - \cos^2 34)^{1/2}} = 0.2944$$

$$K_p = \cos 10 \; \frac{\cos 10 + (\cos^2 10 - \cos^2 34)^{1/2}}{\cos 10 - (\cos^2 10 - \cos^2 34)^{1/2}} = 3.2946$$

La fuerza activa en el muro es

$$P_a = \int_0^H \gamma h K_a \, dh = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a = 42.2 \text{ kN/m de ancho de muro}$$

Alternativamente de la fig. E15-2, P_a = al área del diagrama de presión $= \frac{1}{2}H(\gamma H K_a)$. La presión pasiva es

$$P_p = \int_0^H \gamma h K_p \, dh = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p = 471.8 \text{ kN/m}$$

La localización es a un tercio de la altura a partir de la base, debido a que el diagrama de presión es triangular, como en la fig. E15-2. La localización a partir de la parte superior del muro es:

$$P_a \bar{y} = \int_0^H \gamma h K_a h \, dh = \frac{\gamma H^3}{3} K_a$$

Despejando en la ec. $P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$ obtenemos

$$\bar{y} = \frac{\gamma H^3 K_a/3}{\gamma H^2 K_a/2} = \frac{2H}{3} \text{ de la parte superior del muro}$$

15-5 PRESION LATERAL DE TIERRA EN SUELOS COHESIVOS

Trabajando con suelos arcillosos y con las ecuaciones de Rankine y Coulomb, Bell (1915) reconoció que el círculo de Mohr podría ser usado para obtener las ecs. (15-4) y (15-6), las cuales son las ecuaciones de Rankine o Coulomb para un muro liso, un suelo sin cohesión y un relleno horizontal.

Usando el círculo de Mohr para un suelo cohesivo, se puede, a través de algunas operaciones trigonométricas, obtener de una manera similar:

Caso activo:

$$\sigma_a = \gamma h \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{15-8}$$

Caso pasivo:

$$\sigma_p = \gamma h \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{15-8a}$$

La observación de la ec. 15-8 indica que una excavación vertical puede hacerse en un suelo cohesivo (es imposible en un suelo sin cohesión), como en la fig. 15-8, de acuerdo con lo siguiente:

En la superficie, $\sigma_v = \gamma h = 0$ y

$$\sigma_a = -2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = -2c\sqrt{K_a}$$

En el punto h_t, tenemos $\sigma_a = 0$ y

$$h_t = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

La profundidad H_c, de máxima excavación teórica se obtiene cuando $P_a = 0$ como

$$P_a = 0 = \sigma_a\, dh = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 2h_t$$

Como el suelo estará en tensión hasta la profundidad h_t, esta profundidad puede, y con frecuencia lo hace, formar grietas de tensión, que pueden observarse fácilmente a lo largo y cerca de los bordes de los cortes verticales (ver fig. 8-13*a*).

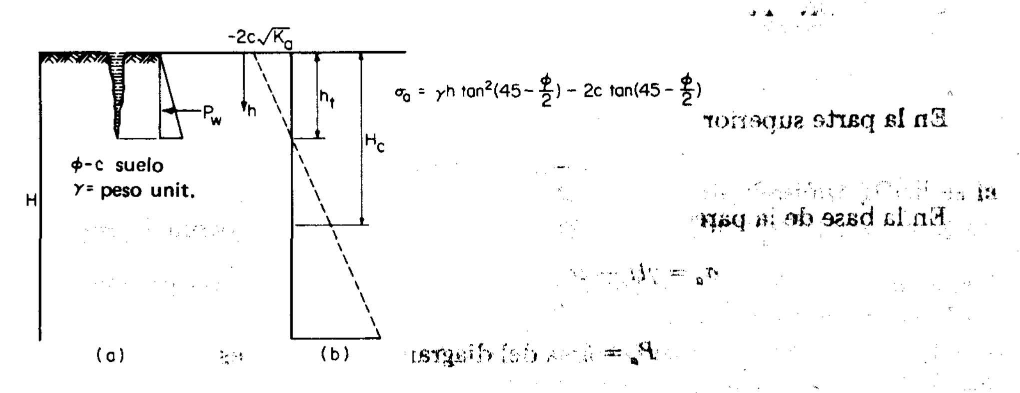


Figura 15-8 Excavación en un suelo cohesivo. (*a*) efecto de una grieta de tensión llena de agua superficial; (*b*) diagrama teórico de presiones para las condiciones de presión activa.

La profundidad teórica H_c no se usa para diseño debido a la posibilidad de las grietas de tensión, en las que puede entrar agua lluvia, reduciendo la cohesión y causando también una adición en las fuerzas laterales debido a la presión hidrostática. Hay generalmente una reducción en la cohesión cuando la arcilla es expuesta debido a varios factores ambientales, que también pueden reducir la profundidad teórica H_c.

La presión lateral contra un muro en un suelo cohesivo se calcula como

$$P_i = \int_0^H \sigma_i \, dh$$

Para el caso de la presión activa de tierra, esto produce

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$

La fuerza lateral puede calcularse directamente del diagrama de presiones usando las ecuaciones apropiadas para las áreas de presión. Un diagrama típico de presión activa de tierra se indica en la fig. 15-8*b*.

Ejemplo 15-3

DADO Suelo cohesivo, $\gamma = 18.0$ kN/m^3; resistencia al corte sin drenar $s_u = c = 30$ kPa; altura de la pared = 4 m.

SE PIDE El perfil de presión en la pared y la localización y magnitud de la fuerza activa.

SOLUCION Para condiciones de corte sin drenar, $\phi = 0$ y

$$K_a = \tan^2 (45 - 0) = 1.00$$

En la parte superior del muro,

$$\sigma_a = -2c = -60 \text{ kPa}$$

En la base de la pared,

$$\sigma_a = \gamma H - 2c = (18)(4) - 2(30) = 12 \text{ kPa}$$

$$P_a = \text{área del diagrama de presiones}$$

$$= \frac{-60(3.333)}{2} + 12\left(\frac{0.667}{2}\right)$$

$$= -96 \text{ kN/m}$$

Alternamente, integre la ec. (15-8) para obtener

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 - 2cH$$

$$= \tfrac{1}{2}(18)(4) - 60(4)$$

$$= -96 \text{ kN/m}$$

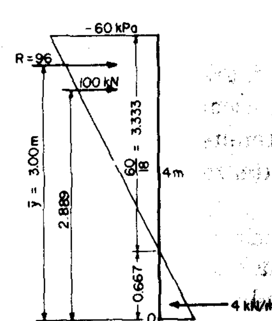


Figura E15-3

h_t se indica en la fig. E15-3. La localización de P_a se encuentra sumando los momentos alrededor del punto O de la figura.

$$-96\bar{y} = 4\left(\frac{0.667}{3}\right) - 100(2.889) = -288.0$$

$$\bar{y} = \frac{288}{96} = 3.0 \text{ m por encima del punto } O$$

Ejemplo 15-4

DADO El suelo del ejercicio 15-3.

SE PIDE *¿Cuál es la profundidad de la grieta de tensión? ¿Cuál es la* profundidad teórica de la excavación sin apuntalamiento?

SOLUCION Como se indica en la fig. E15-3

$$h_t = \frac{2c}{\gamma} = 3.333 \text{ m}$$

Observe que $\sigma_a = 0$ en este punto.

$$H_c = 2h_t = 2(3.333) = 6.67 \text{ m}$$

Sería posible (pero las regulaciones OSHA pueden desaprobarlo) excavar, por ejemplo,

$$H_e = \frac{H_c}{F} = \frac{H_c}{2} = \frac{6.7}{2} = 3 \text{ m}$$

sin entibamiento si el corte es muy temporal y si no se almacena material pesado a lo largo del borde.

15-6 SOLUCION DE LA CUÑA DE TANTEO

El polígono de fuerza de la fig. 15-5 es una solución gráfica para la *cuña de tanteo* de la fig. 15-5*d* si el vector peso se dibuja a escala y se miden los ángulos η y ψ. El valor máximo de P_a o P_p puede obtenerse de varias cuñas de falla de tanteo definidas por la pared, la pendiente del relleno y el ángulo de la pendiente de falla ρ.

La cuña de tanteo general para suelo cohesivo o sin cohesión, incluyendo relleno en pendiente, grieta de tensión, fricción en la pared y efecto de cohesión sobre el muro (llamado adhesión), se indica en la fig. 15-9. Es necesario hacer varios tanteos para obtener el valor máximo de P_i, como en la fig. 15-9*c* para P_a. Este caso general puede usarse para obtener una solución en rellenos con superficies irregulares.

La adhesión c_a en la pared es algún valor intermedio entre c y, digamos, 0.6c, dependiendo del criterio del ingeniero sobre cuánto suelo se adhiere a la pared. La interfase suelo a suelo usa el valor de ϕ y c. El ángulo δ de la pared puede obtenerse de las tablas encontradas en Bowles (1977) o en cualquier otra parte. Para paredes en concreto rugoso o paredes de mampostería, $\delta \to \phi$; para paredes en madera o tablestacado de acero, los intervalos de δ son de 15° hasta 26°. Puede medirse en el laboratorio con un ensayo de corte directo, por ejemplo, empujando un pedazo de material a lo largo del suelo y simultáneamente aplicándole una presión normal.

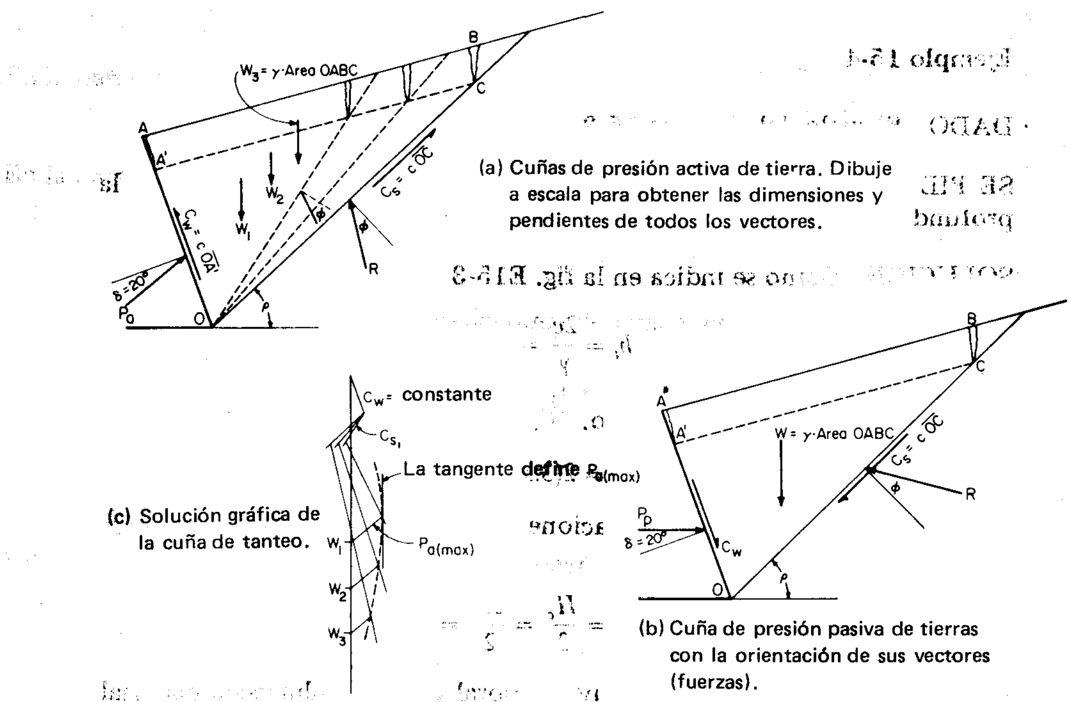


Figura 15-9 Solución general de la cuña de tanteo para cualquier suelo.

La cuña de tanteo puede programarse con un computador digital para calcular el peso del vector y los valores de C_s, C_w, y h_t. Los vectores R y P_i pueden solucionarse por un par de ecuaciones simultáneas, debido a que $\sum F_h$ y $\sum F_v$ pueden satisfacerse por cerramiento del polígono de fuerzas. Incrementando ρ en intervalos de, digamos, 1°, puede encontrarse fácilmente un máximo valor de P_i satisfactorio.

La cuña de tanteo para suelos no cohesivos es considerablemente más simple que de materiales cohesivos. Es evidente que C_s y C_w son ambos 0 y que no es necesario tener en cuenta la grieta de tensión en los materiales sin cohesión.

15-7 METODOS DE LA ESPIRAL LOGARITMICA Y DEL CIRCULO ϕ PARA PRESIONES PASIVAS EN SUELOS NO COHESIVOS

Varios investigadores han demostrado que la pendiente al menos de una parte de la superficie de falla para *presión pasiva*, es parte de una espiral logarítmica para un material idealmente plástico. Esto puede resultar cierto, también, para presiones activas, pero la diferencia, si es que existe, es tan pequeña que no se introduce ningún error significativo considerando una superficie plana de deslizamiento. La ecuación de la espiral logarítmica que se usa en el trabajo de mecánica de suelos es

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi}$$

donde los términos se definen en la fig. 15-10*a* y ϕ = el ángulo de fricción interna del suelo. Para $\phi = 0$, la espiral viene a ser un círculo. Para fines de simplificación de los cálculos en ocasiones se supone un círculo para otros suelos. Cualquiera que sea la forma asumida en la parte baja de la superficie de falla, la parte superior es una solución aproximada de Rankine con una intersección en la superficie (plano principal) de $45 - \phi/2$ y con el esfuerzo principal mayor, tal como se muestra en la fig. 15-10*b*.

El método de la espiral logarítmica se ilustra en la fig. 15-10*b*. Los pasos para obtener la presión pasiva incluyen:

1. Seleccionar un origen de tanteos O con $OB = r_o$. En el punto A se traza una línea AD a un ángulo $45 - \phi/2$ con la superficie, como se muestra.
2. Extender una espiral de tanteo desde B hasta intersectar la línea AD en algún punto X.
3. En el punto X y tangente a la espiral, trazar XC, de tal manera que la superficie sea intersectada a $45 - \phi/2$, como se muestra. Reajustar el punto O y la orientación de la espiral hasta reunir estas condiciones. Dibujar una vertical XY a la superficie.
4. Calcular la resistencia pasiva de la cuña XYC en el bloque curvo usando el método de Rankine y aplicarlo en el tercio, como se muestra.
5. Subdividir $ABXY$ de cuatro a seis franjas que pueden tratarse como trapecios, como se muestra para el elemento 4 en la fig. 15-10*b*.

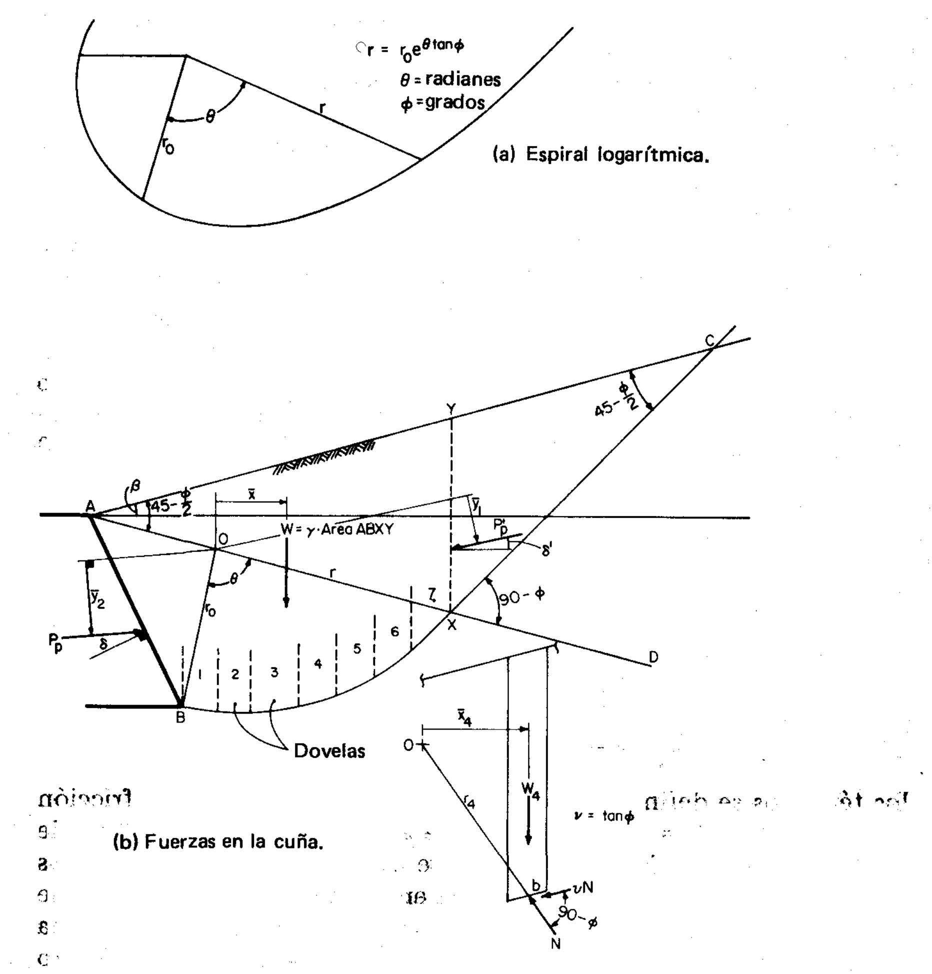


Figura 15-10 Presión pasiva de tierra usando la espiral logarítmica como una parte de la superficie de falla asumida.

6. Para cada elemento trapezoidal, calcular W_i y medir el brazo de momento $\bar{x}_i$ y r_i. También calcular la resistencia a la fricción como $N \tan \phi$. Obsérvese que la fuerza normal N actúa a $90 - \phi$ de la tangente de la espiral en cualquier punto (incluyendo X). Como esta dirección pasa a través del origen de la espiral, no se produce momento rotacional.
7. Medir los brazos de momento para P_p y P'_p como $\bar{y}_2$ y $\bar{y}_1$ con respecto al punto O.
8. Encontrar $\sum M_o = O$ y obtener

$$P_p \bar{y}_2 - \sum [W_i \bar{x}_i + (\nu N) r_i] - P'_p \bar{y}_1 = 0$$

de donde puede obtenerse fácilmente P_p.

Alternativamente, se puede usar el arco circular para la parte BX con poca pérdida de precisión, como se muestra en la fig. 15-11*a*. El uso del arco circular simplifica bastante el trabajo como sigue:

1. Dibujar el sistema del muro AB y la superficie AC. Obsérvese que AC puede inclinarse como en la fig. 15-10 pero aquí es horizontal por razones de simplificación.
2. Dibujar la línea AD a $45 - \phi/2$ de la superficie. Además, seleccionar una superficie de falla de tanteos XC, la que intersecta la superficie a $45 - \phi/2$, como se muestra.
3. En el punto X, que es tangente a la parte circular BX, trazar una perpendicular a XC y, por tanteos, localizar un punto O que produzca un radio a través de X y B y dibujar el arco BX.
4. Trazar la vertical XY como se muestra y calcular la fuerza pasiva de tierra que actúa en este plano vertical como P'_p, usando el método de Rankine. Localizar P'_p, a $XY/3$, como se muestra.
5. De alguna manera, hallar el centro área (centro de gravedad) del área $ABXY$. Se recomienda usar un pedazo de cartón recortado suspendido por un hilo en varios puntos. Utilizar un planímetro para medir el área $ABXY$ y calcular el peso W.

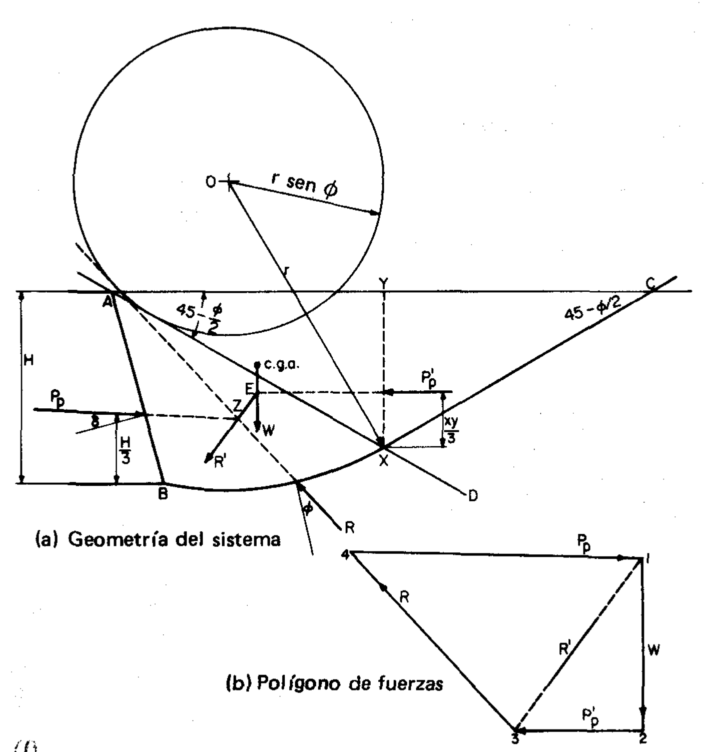


Figura 15-11 Método del círculo ϕ para la presión pasiva en un suelo sin cohesión.

6. Calcular el radio del círculo ϕ como r sen ϕ en donde $r = OX$, y dibujar el círculo alrededor del punto O, como se muestra.
7. Extender la línea de acción de P'_p para intersectar el vector W en el punto E. Empiece el polígono de fuerzas para el sistema de fuerzas, como se muestra en la fig. 15-11*b*, dibujando W a partir del punto 1 hasta el 2 y P'_p de 2 a 3, y obtener el vector R'.
8. A través de E y usando la pendiente de R', extender el vector, y desde P_p extender el vector para intersectar el punto Z.
9. A través de Z y tangente al círculo ϕ, dibujar el vector R.
10. Ahora, completar el polígono de fuerzas transladando la pendiente de R y P_p. Obsérvese que R continúa desde el punto 3 y P_p debe terminar en el punto 1 para cerrar el polígono. La intersección de R y P_p en el punto 4 permite la medición en magnitud de P_p.

Será necesario hacer varios tanteos para obtener el máximo valor de P_p por el método de la espiral logarítmica o el método del arco circular. En todos los tanteos, el arco intersectará la línea AD en algún punto X y las pendientes de AD y XC son constantes para las condiciones del suelo y la geometría de la superficie dados.

En suelos cohesivos habrá una resistencia adicional debido a la adhesión con el muro y a la cohesión a lo largo de la superficie de falla BX. El efecto de la cohesión a lo largo de XC será incluido en P'_p . Será más fácil y suficientemente preciso utilizar siempre BX = arco circular en suelos cohesivos.

15-8 FALLA POR CORTANTE Y CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga última de un suelo bajo una carga de cimentación depende principalmente de la resistencia al corte. La capacidad permisible o de trabajo para diseño tomará en consideración la resistencia al corte y las características de deformación.

La mayoría de las teorías de capacidad de carga corrientemente usadas se basan en la teoría de la plasticidad. Prandtl (ca. 1920) desarrolló expresiones a partir del análisis de las condiciones de flujo supuestas en la fig. 15-12. Se supone que la parte curva del arco *ed* o *ce* es una parte de la espiral logarítmica. Para cimentaciones en arcillas saturadas, se suele suponer condiciones sin drenar ($\phi = 0$); de la sección anterior, tenemos un arco circular, y la capacidad última de carga por el método de Prandtl es

$$q_{\text{ult}} = (\pi + 2)c = 5.14c$$

Otros autores han encontrado valores de 5.64 a 5.74c para zapatas en la superficie.

Terzaghi (1943) investigó el problema y obtuvo para zapatas alargadas

$$q_{\text{ult}} = cN_c + \gamma DN_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (15\text{-}10)$$

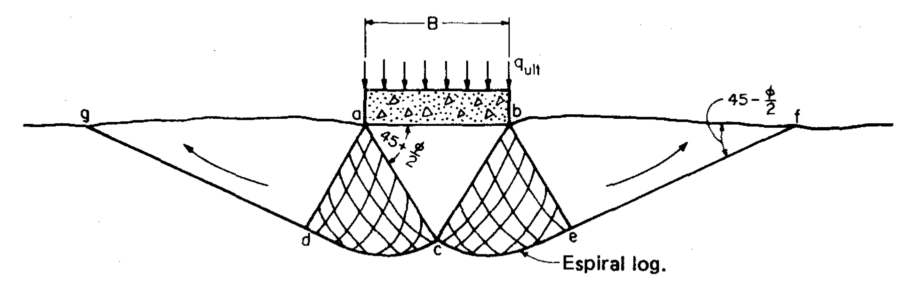


Figura 15-12 **Superficie de falla asumida para la capacidad última de carga en una zapata localizada en la superficie. Observe el movimiento hacia arriba asumido del suelo adyacente a la zapata.**

para zapatas cuadradas

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma DN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad \textbf{(15-10a)}$$

para zapatas circulares

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma DN_q + 0.6\gamma RN_\gamma \qquad \textbf{(15-10b)}$$

donde D = profundidad de la zapata
B = ancho de la zapata (la menor dimensión)
R = radio de la zapata
γ = peso unitario *efectivo* del suelo
N_i = factores de capacidad de carga, mostrados en la fig. 15-13

En general, las ecuaciones de Terzaghi se aplican para cimentaciones superficiales ($D \leqslant B$). Usando las ecuaciones de Terzaghi y $\phi = 0$, obtenemos para los términos N_i

$$N_c = 5.74 \qquad N_q = 1.00 \qquad N_\gamma = 0.00$$

El valor de Terzaghi de 5.74 en lugar de 5.14 para N_c es un incremento debido a la fricción entre el suelo y la zapata. El término N_q es por efecto de la sobrecarga debida al suelo por encima del nivel de cimentación, el cual tiende a confinar el suelo y evitar el movimiento hacia arriba a lo largo del plano *bf* o *ag* de la fig. 15-12. Este término produce una contribución muy significativa en la capacidad de carga, especialmente para valores grandes de ϕ. Debido a que la capacidad de carga no se incrementa sin límite cuando se aumenta la profundidad, el valor de D se limita a no más de 1 ó $2B$ o se utiliza un factor N_q reducido, para grandes profundidades. El término N_γ refleja el ancho de la zapata para suelos friccionantes pero rara vez constituye una contribución grande, a menos que la zapata sea muy ancha.

Numerosos investigadores han propuesto ecuaciones de capacidad de carga similares a las ecuaciones de Terzaghi. De éstos, las de Hansen (1970) parecen ser las más ampliamente usadas debido a que incluyen factores de forma

y profundidad de manera más racional que otras propuestas y son relativamete fáciles de usar. La ecuación de Hansen es

$$q_{\text{ult}} = cN_c s_c d_c + \gamma D N_q s_q d_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \tag{15-11}$$

donde $N_q = \tan(45 + \phi/2) \exp(\pi \tan \phi)$

$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$

$N = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

y los factores de forma y de profundidad son aproximadamente

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \qquad d_c = 1 + \frac{0.4D}{B}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \qquad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen}\, \phi)^2 \frac{D}{B}$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4B}{L} \qquad d_\gamma = 1.00$$

Los demás términos son iguales a los de las ecuaciones de Terzaghi y L es la longitud de la zapata. Para una zapata redonda, use B = diámetro. Los factores N_i se muestran en la fig. 15-13 con los valores de Terzaghi para comparación.

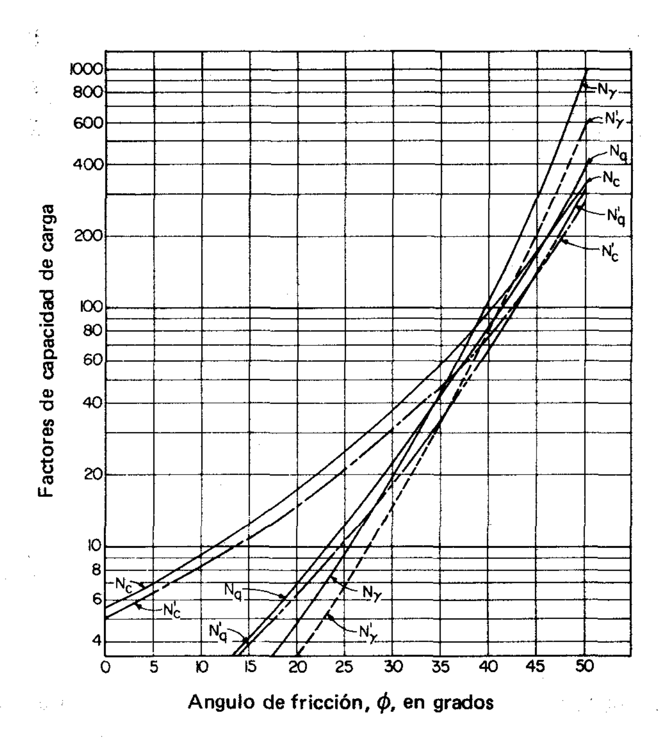


Figura 15-13 Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi (N_i) y los valores de Hansen (N_i').

Skempton (1951) hizo un amplio estudio de las cimentaciones en las arcillas de Londres y propuso el factor de capacidad de carga N_c, como se muestra en la fig. 15-14. Usando la fig. 15-14, la capacidad de carga es

$$q_{\text{ult}} = cN_c + \gamma D N_q$$

Trabajos posteriores en los Estados Unidos y en otras partes indicaron que $N_c = 9$ es satisfactorio para cimentaciones profundas ($D/B \geqslant 5$) en arcillas para zapatas redondeadas, tales como bases de caissons o pilotes acampanados.

En todos los casos la capacidad de carga permisible se reduce a partir del valor último, por un factor de seguridad F para obtener

$$q_a = \frac{q_{\text{ult}}}{F}$$

donde F = 2.00 para suelos sin cohesión (usualmente)
= 3.00 para suelos cohesivos

Debe notarse que si el suelo se remueve permanentemente, el incremento neto de presión es de interés particular. El incremento de presión neta es

$$q_{\text{neto}} = q_{\text{cargas}} + q_{\text{peso de la zapata}} - q_{\text{suelo excavado}}$$

Es evidente que el incremento de la presión neta puede ser cero para un tipo apropiado de cimentación a una profundidad adecuada. Un incremento de 0 en la presión del suelo no producirá falla por corte ni ningún asentamiento.

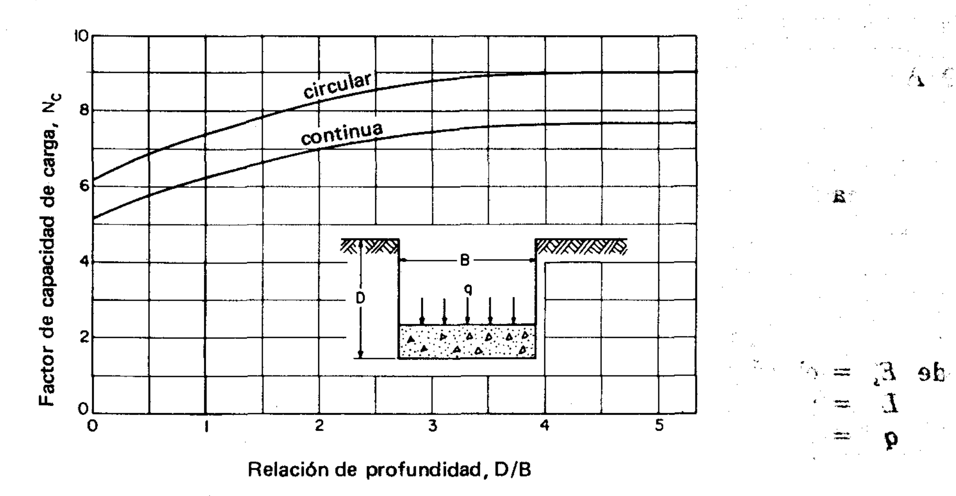


Figura 15-14 Factor de capacidad de carga N_c para una fundación profunda en arcilla. (luego de Skempton, 1951.)

Ejemplo 15-5

DADO Una zapata cuadrada ($B/L = 1$) con $B = 1$ m, $D = 0.5$ m ($D/B = 0.5$), $\phi = 20°$, $c = 30$ kPa, $\gamma = 17.6$ kN/m^3.

SE PIDE Calcular la capacidad de carga usando la ecuación de Hansen, [ec. (15-11)].

SOLUCION De la fig. 15-13 se obtiene $N_c = 15$, $N_q = 6.2$, y $N_\gamma = 3.5$.

Calcule $s_c = 1 + \dfrac{6.2}{15} = 1.4$ $\qquad s_q = 1 + \tan\phi = 1.4$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4B}{L} = 0.6 \qquad d_c = 1 + 0.4(0.5) = 1.2$$

$$d_q = 1 + 2\tan 20(1 - \operatorname{sen} 20)^2 \frac{D}{B} = 1 + 0.315(0.5) = 1.2$$

$$d_\gamma = 1.0$$

Reemplazando en la ec. (15-11),

$$\begin{aligned} q_{\text{ult}} &= 30(15)(1.4)(1.2) + 0.5(17.6)(6.2)(1.4)(1.2) \\ &\quad + \tfrac{1}{2}(17.6)(1)(3.5)(0.6)(1) \\ &= 756 + 92 + 18 = 866 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{q_{\text{ult}}}{3} = \frac{866}{3} = 289 \text{ kPa}$$

15-9 ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS

Las cargas aplicadas a una masa de suelo originan un incremento en las presiones existentes y producen asentamientos. En el cap. 11 habíamos considerado ΔH una función del tiempo. Los asentamientos elásticos pueden calcularse así

$$\Delta H = \frac{qL}{E_s}$$

donde E_s = el módulo de esfuerzo-deformación
L = profundidad de influencia del esfuerzo
q = incremento de la presión en el suelo por encima de la de equilibrio.

La ecuación de Boussinesq, sec. 10-7, indica que q varía en la profundidad L de influencia del esfuerzo. De la sec. 14-4 observamos que E_s depende

del confinamiento (o de la presión de cámara), de la densidad del suelo y de otros factores; sin embargo, estos dos en particular indican que E_s aumenta con la profundidad. La profundidad de la influencia del esfuerzo es en cierta forma un tanto incierta pero puede calcularse con la ecuación de Boussinesq en el punto donde el esfuerzo calculado es del orden de 0.01 a 0.05 q_o. Con estas variables se necesita algún tipo de integración con la profundidad de interés para calcular el asentamiento usando esta ecuación.

Una ecuación que usa la teoría de elasticidad y basada en una carga en la superficie de un medio semi-infinito elástico y sin peso da

$$\Delta H = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} I_w \qquad (15\text{-}12)$$

donde los términos no definidos anteriormente incluyen:

B = ancho del área de la cimentación cargada (use la menor dimensión lateral)

I_w = factor forma (ver Bowles, 1977), dependiendo de si la cimentación es rígida o flexible. Para cimentaciones rígidas,

I_w = $\pi/4$ (redonda, B = diámetro)
= 0.82 (cuadrada)
= 1.20 (rectangular con relación largo/ancho = 2)

Ejemplo 15-6

DADO Una zapata cuadrada rígida de 3 x 3 m con una carga de 1300 kN. Los ensayos de laboratorio dan E_s = 16 000 kPa. La zapata está localizada como se muestra en la fig. E15-6.

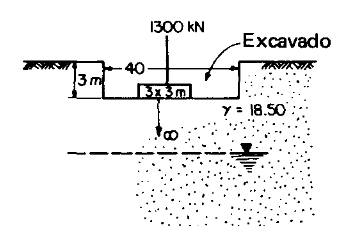


Figura E15-6

SE PIDE Calcular el asentamiento elástico.

SOLUCION

Paso 1 La presión de contacto es $q = P/A$

$$q = \frac{1300}{9} = 144.4 \text{ kPa}$$

Paso 2 La presión neta es

$$144.4 - 3(18.50) = 88.9 \text{ kPa}$$

Paso 3 Calcular la relación de Poisson = 0.3 y sustituirla en la ec. (15-12):

$$\Delta H = \frac{88.94(3)(1 - 0.3^2)}{16000} 0.82 = 0.012 \text{ m}$$

15-10 RESUMEN

Este capítulo ha introducido el concepto de presión de tierra como

Presión	Tipo
Activa	Mínima presión de tierra debida a movimientos expansivos cuando se alejan del suelo
K_o	Equilibrio in situ de la presión de tierra
Pasiva	Máxima presión de tierra debida a movimientos relativos compresivos hacia la masa de suelo

Observamos que la resistencia del suelo ayuda en la presión activa de tierra y que el volumen de suelo es un mínimo. Para un volumen mayor de suelo, debe vencerse la resistencia del suelo al desarrollar la presión pasiva de tierra. Este cambio en el volumen del suelo en la cuña de falla, más la naturaleza de partículas del suelo y el flujo del suelo asociado con la pérdida de presión lateral crea una situación en la que las condiciones K_o son difíciles o imposibles de medir.

El método de la cuña de tanteos para determinar la presión pasiva de tierra fue introducido, junto con los usos de los métodos de la espiral logarítmica y del círculo ϕ. Se hizo notar que los métodos de presión de tierra de Rankine y Coulomb son comúnmente usados para determinar las presiones en los muros. El método de Rankine fue explicado ampliamente con el uso del círculo de Mohr y con el uso del método de la cuña de tanteo. El uso de una superficie de falla plana da algo de pérdida en la precisión para el caso de la presión activa de tierra; y para pocas pendientes, pequeños ángulos de fricción con el muro, y ángulos relativamente pequeños de fricción interna, da valores razonablemente buenos en presiones pasivas de tierra.

Se hizo una introducción breve a las teorías de capacidad de carga y asentamientos elásticos y se presentaron los dos métodos más comunes para calcular la capacidad última de carga. Para refinamientos en los cálculos de la capacidad de carga y de los asentamientos, el lector debe referirse a un texto sobre cimentaciones en ingeniería, por ejemplo, Bowles (1977).

PROBLEMAS

15-1 ¿Cuál es la presión lateral en la base de un depósito de trigo de 5.00 m, el cual tiene un peso unitario de 7.5 kN/m^3 y un ángulo $\phi = 27^\circ$. ¿Cuál es la fuerza en el muro por metro?

Respuesta: Presión en la base = 14.1 kPa.

15-2 Para las ecuaciones de la fig. 15-5*d* y *e*, haga varios tanteos para obtener P_a, máx. Tome $\phi = 30^\circ$; $\gamma = 18.00$ kN/m^3; $H = 5$m. Haga tanteos para $\rho = 50$ 55, 60 y 65°. Dibuje ρ contra P_a y obtenga un gráfico de P_a y ρ.

Respuesta: $P_a = 75$ kN/m.

15-3 Para $H = 6$ m, $\phi = 36^\circ$, $\gamma = 18$ kN/m^3 y el método mostrado en la fig. 15-5*d* y *e*, haga tanteos para $\rho = 55, 60, 65, 70$ y 75°. Dibuje ρ contra P_a, y obtenga P_a y ρ.

15-4 Nuevamente el problema 15-2 para P_p. Esta vez trate con $\rho = 20, 25, 30, 35$ y 40°.

Respuesta: $P_p = 675$ kN/m.

15-5 Calcular la fuerza activa del problema 15-3 usando la ecuación de Rankine. Dibuje un esquema claro y muestre el perfil de presiones y la localización y la magnitud de la fuerza resultante sobre el muro.

15-6 Hacer un dibujo de los planos cortantes basado en el círculo de Mohr como en la fig. 15-6 para $\phi = 36^\circ$.

15-7 Calcular las fuerzas activa y pasiva sobre un muro para las siguientes condiciones: $H = 6$m; $\gamma = 19.15$ kN/m^3; $\phi = 32^\circ$; $\beta = 10^\circ$.

15-8 Verificar el procedimiento de la fig. 15-7 para el problema 15-7 para la presión activa de tierra en la base de la pared.

15-9 Usar el procedimiento del círculo ϕ para determinar en el problema 15-7 la presión activa de tierra aproximada. Limite el número de tanteos máximo a tres.

15-10 ¿Cuál es la fuerza activa de tierra y el punto de aplicación para las siguientes condiciones: $\phi = 5^\circ$; $c = 18$ kPa; $\gamma = 17.00$ kN/m^3; $H = 6$m?

Respuesta: $\bar{y} = -1.35$ m.

15-11 Hacer nuevamente el problema 15-10 para la fuerza pasiva de tierra.

Respuesta: $P_p = 1749.4$ kN/m a $\bar{y} = 2.39$ m por encima de la base.

15-12 ¿Cuál es la profundidad de la grieta de tensión y la profundidad teórica de una excavación sin entibación para un suelo con $\phi = 0^\circ$; $q_u = 80$ kPa y $\gamma = 17.50$ kN/m^3? ¿Qué profundidad de excavación sin entibar recomienda usted y por qué?

15-13 ¿Cuál es la máxima profundidad de la grieta de tensión del problema 15-10 y cuál es la fuerza activa resultante sobre el muro si la grieta se llena con agua?

Respuesta: $P_a = 119.9$ kN/m.

15-14 Comparar la capacidad última de carga mediante las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi y Hansen para una zapata en un suelo sin cohesión. Información general: ϕ 32°; $\gamma = 18.00$ kN/m^3, la zapata es cuadrada de 1.5 m y $D = 1.5$ m ($D/B = 1$).

Respuesta: Incremento en porcentaje con la ecuación de Hansen = 30.

15-15 Hacer nuevamente el problema 15-14 si el suelo tiene también cohesión, $c = 20$ kPa. Comente sobre el efecto de esta pequeña magnitud de la cohesión en la capacidad de carga.

15-16 Usando los procedimientos indicados en la sec. 15-4, mostrar la derivación de la ec. (15-7*a*).

15-17 Hacer una vez más el ejemplo 15-6 si la zapata está localizada en la superficie y no a una profundidad de 3 m.

Respuesta: $\Delta H = 0.020$ m.

15-18 Hacer nuevamente el ejemplo 15-6 si E_s se va a determinar a partir de un ensayo de penetración estándar y el valor promedio de N en la profundidad $3B$ es $N = 9$.

Capítulo 16

Estabilidad de taludes

16-1 CONSIDERACIONES GENERALES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes pueden ser hechos por el hombre, como en:

Cortes y rellenos para carreteras y ferrocarriles
Presas de tierra
Diques en los ríos
Diques para contención de agua, incluyendo lixiviación, residuos industriales y aguas negras
Operaciones de paisajes para desarrollo industrial u otros
Bancos de canales y otros conductos de agua
Excavaciones temporales

Los taludes pueden también ser formados naturalmente, como en las faldas de las montañas o en los bordes de los ríos.

En cualquier caso, la superficie que no es horizontal da por resultado componentes gravitacionales del peso que tienden a movilizar el suelo desde un nivel alto hasta uno más bajo. La filtración puede ser una causa muy importante para movilizar el suelo cuando el agua esté presente. Las fuerzas por sismo también pueden ser importantes en el análisis de estabilidad en algunas ocasiones.

Estas fuerzas variables producen esfuerzos cortantes en la masa de suelo y ocurrirá movimiento a menos que la resistencia cortante sobre cada superficie posible de falla a través de la masa sea suficientemente mayor que el esfuerzo cortante. La resistencia al corte depende de la resistencia cortante del suelo y de otros factores naturales, tales como presencia temporal de agua de filtración y/o infiltración por aguas lluvias, raíces, lentes de hielo, agua subte-

rránea congelada, o rocas que deben separarse a lo largo de la superficie de falla. Huecos de animales, como gusanos y reptiles, o raíces abandonadas pueden producir un mecanismo de falla progresivo que inicie la falla en un talud.

El mayor factor, sin embargo, es la resistencia al corte del suelo, el cual puede:

1. Ser sin drenar (s_u) para algunos casos de carga
2. Ser efectivo (ϕ' , c') para algunos casos de carga
3. Incrementar con el tiempo (como la consolidación) o con la profundidad
4. Disminuir con el tiempo debido a saturación posterior, desarrollo de exceso de presión de poro, como cuando un estrato permeable tiene la salida bloqueada y se llena de agua o pérdida de la presión de poro negativa (ver sec. 13-6)

Un análisis de estabilidad implica hacer un estimativo del modelo de falla y de la resistencia al corte. El modelo de falla requerirá predicción de los pesos (o cargas) que serán resistidos y el efecto del agua. El estimativo del agua requiere consideración de las fuerzas de filtración y pesos unitarios saturados y efectivos. La forma del modelo de falla suele ser razonablemente bien definida; sin embargo, para el centro de rotación, puede requerir numerosos tanteos para hallar el caso más crítico.

La solución es altamente sensitiva a la resistencia al corte y ésta es generalmente el parámetro más difícil de predecir en el análisis. Esto obedece a su variación con la profundidad y a la dificultad de decidir cuándo usar la resistencia al corte efectiva o la sin drenar. Se dijo siempre en capítulos anteriores que la resistencia al corte es sensitiva a la perturbación y a los procedimientos de muestreo. Es también difícil de predecir el cambio de las condiciones del agua en el suelo.

Debe tenerse cuidado en obtener una solución económica, ya que siempre se podrían insertar valores conservadores de resistencia al corte en el problema.

Algunas soluciones exigen supervisión cuidadosa de la construcción (relleno) usando piezómetro para garantizar que no se creen presiones de poro suficientes como para disminuir el esfuerzo cortante hasta la falla. Este procedimiento es de rutina actualmente en rellenos de grandes presas como resultado de al menos dos fallas por construcción que involucraron varios millones de metros cúbicos de suelo (ver Casagrande, 1965). Es importante tener los piezómetros localizados donde se puedan medir presiones de poro críticas; en el deslizamiento de Fort Peck (en 1938) había piezómetros instalados, pero no en la zona donde las presiones de poro causaron la falla.

En general, la estabilidad de un talud es un problema de deformación plana; por ejemplo, la longitud comparada con la sección transversal es muy grande. Es corriente investigar una sección típica transversal de espesor unitario con deformación plana, ignorando las deformaciones perpendiculares (y los esfuerzos). Muchas fallas en taludes pequeños, como puede observarse fácilmente a lo largo de los cortes en los caminos en áreas montañosas, son aproximadamente iguales en la dimensión lateral y vertical; no obstante, en los análisis corrientes se suponen condiciones de deformación plana.

16-2 PENDIENTES INFINITAS

La fig. 16-1*a* ilustra la sección transversal de una pendiente infinita en un suelo sin cohesión y sin filtración. El espesor perpendicular al plano del papel es una unidad (1 m). Con frecuencia, el suelo se supone homogéneo; sin embargo, en situaciones reales, el suelo puede ser bastante estratificado y con varias resistencias al corte. Si aislamos un elemento, como en la fig. 16.1*b*, y examinamos las fuerzas para estabilidad, la sumatoria de fuerzas paralelas al talud dan:

$$W \tan \beta - W \cos \beta \tan \phi = 0$$

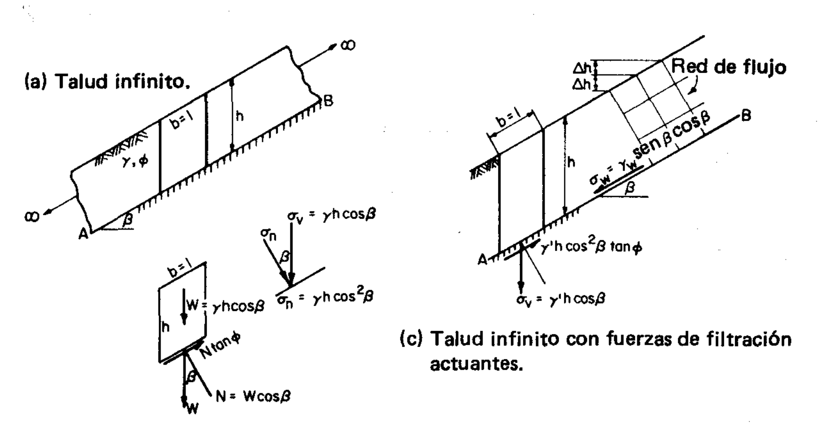


Figura 16-1 Talud infinito en un suelo sin cohesión.

y resolviendo obtenemos

$$\beta = \phi$$

por estabilidad. Esta es la misma solución de Rankine de la sec. 15-4.

Con una filtración constante y con el nivel de agua en la superficie, tenemos de la fig. 16-1*c*

$$\sigma_n = \gamma' h \cos \beta \cos \beta = \gamma' h \cos^2 \beta$$

$$\sigma_t = \gamma' h \operatorname{sen} \beta \cos \beta$$

El esfuerzo del presión de poro es

$$\sigma_w = \gamma_w h \operatorname{sen} \beta \cos \beta$$

y sumando los esfuerzos paralelos al plano *AB*, se obtiene

$$\gamma_w h \operatorname{sen} \beta \cos \beta + \gamma' h \operatorname{sen} \beta \cos \beta - \gamma' h \cos^2 \beta \tan \phi = 0$$

Despejando el ángulo β para el talud crítico, obtenemos

$$\tan \beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \tan \phi$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \tan \phi\right)$$

Por ejemplo, cuando no hay agua, $\gamma' = \gamma_t$ y $\beta = \phi$; con agua y $\gamma' = 17.8 - 9.8 = 8.0$ kN/m^3 y $\phi = 32°$, el ángulo de talud crítico es

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{8}{17.8} \tan 32\right) = 15.7°$$

Por lo tanto, con agua, el ángulo β teóricamente es sólo alrededor de la mitad del que tendría sin agua.

16-3 ESTABILIDAD EN TALUDES INFINITOS EN SUELOS COHESIVOS

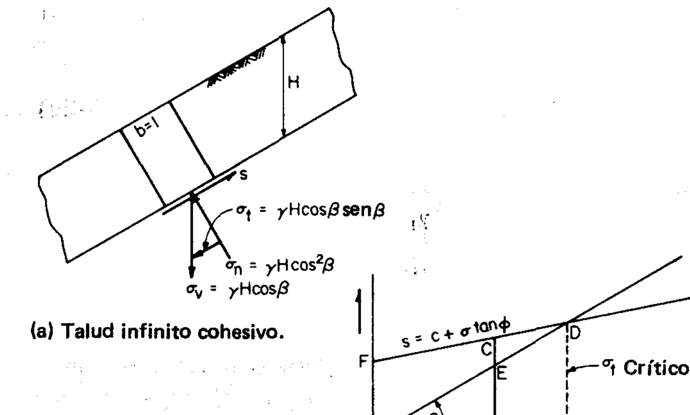
En relación con la fig. 16.2, y sin agua, tenemos

$$\sigma_t = \gamma h \operatorname{sen} \beta \cos \beta \qquad \text{(esfuerzos)} \qquad (a)$$

$$\sigma_n = \gamma h \cos^2 \beta \qquad \text{(esfuerzos)} \qquad (b)$$

El esfuerzo resistente es

$$s = c_d + \sigma \tan \phi_d \qquad (c)$$



(a) Talud infinito cohesivo.

(b) Círculo de Mohr para las condiciones de esfuerzos de (a). Para σ_t = AE, el talud tiene F > 1; para σ_t = BD, el talud tiene F = 1.

Figura 16-2 Talud infinito en suelo cohesivo.

donde c_d y ϕ_d son los parámetros de diseño de resistencia al corte y no los valores del suelo, a menos que el factor de seguridad $F = 1$. A $F = 1$, la resistencia al corte $s = \sigma_t$, reemplazando las ecs. (*a*) y (*b*) en (*c*), se obtiene

$$\gamma h \operatorname{sen} \beta \cos \beta = c_d + \gamma h \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

de donde la cohesión de diseño es

$$c_d = \gamma h \cos^2 \beta(\tan \beta - \tan \phi_d)$$

El valor crítico del espesor de arcilla es

$$H = \frac{c_d}{\gamma} \frac{\sec^2 \beta}{\tan \beta - \tan \phi_d}$$

Esto puede ilustrarse con el círculo de Mohr, como en la fig. 16.2*b*, donde *OA* representa el esfuerzo normal para alguna altura menor que la crítica y *OB* representa el esfuerzo normal a la altura crítica, a la cual $\sigma_t = BD$. Observemos que si $\beta < \phi$, la línea de falla nunca se intersecta (teóricamente seguro). Alternativamente, podemos escribir

$$N_s = \frac{c_d}{\gamma H} = \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi_d) \qquad (16\text{-}2)$$

donde N_s = al número de estabilidad como comúnmente se usa en mecánica de suelos (algunos autores han usado N_s como $\gamma H / c$, de tal manera que el lector deberá tener cuidado para ver cómo se usa el término o de lo contrario habrá resultados extraños. Siendo adimensional el número de estabilidad, permite la combinación de tres parámetros del problema en un solo valor, lo que facilita el uso de tablas simples para representar relaciones de estabilidad.

Con filtración en toda la profundidad de interés, el número de estabilidad llega a ser

$$N_s = \cos^2 \beta \left(\tan \beta - \frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi_d \right) \qquad (16\text{-}2a)$$

Si la línea superior de flujo está a una distancia h_1 por debajo y paralela a la superficie y el peso del suelo en la zona h_1 es γ_1, se obtiene

$$N_s = \cos^2 \beta \left[\left(1 - \frac{h_1}{H} \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma} \right) \tan \beta - \left(\frac{\gamma'}{\gamma} + \frac{h_1}{H} \frac{\gamma_1 - \gamma'}{\gamma} \right) \tan \phi_d \right] \qquad (16\text{-}3)$$

16-4 ANALISIS DEL ARCO CIRCULAR

Donde los taludes son finitos en extensión, como en la mayoría de los terraplenes hechos por el hombre y cortes en las carreteras, la superficie de falla es curva. Varios autores han sugerido que la superficie curva es una parte de un arco circular o de una espiral logarítmica. Las superficies de deslizamiento

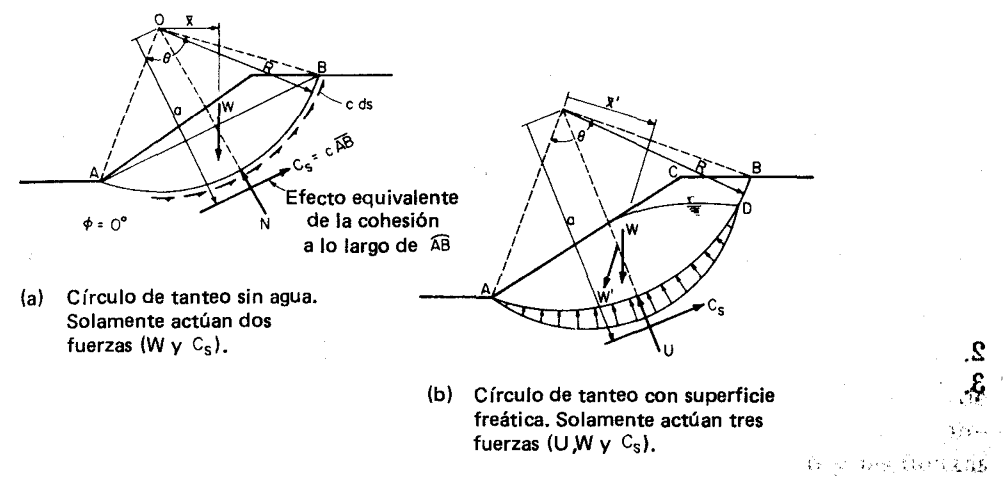


Figura 16-3 **Círculos de falla de tanteo con y sin fuerzas de agua.**

observadas tienden a ser una combinación de arco circular y espiral logarítmico, de alguna manera ovaladas con arcos relativamente planos en cada extremo y un arco pronunciado en el interior. Puede haber discontinuidades en el plano si la superficie intersecta una zona dura tal como una arcilla muy dura, arena densa, o una superficie de roca.

El arco circular es la solución mas sencilla y la única que se considera aquí. En opinión del autor, los errores en un análisis de taludes no son muchos en cuanto a la forma de la falla asumida en la superficie pero sí en cuanto a las propiedades del suelo y la localización de la falla crítica. Si se puede encontrar la localización crítica (la cual depende de la geometría y de las propiedades del suelo) entre el número infinito posible, será una feliz coincidencia.

Cuando el talud es una arcilla homogénea y se utiliza un análisis de resistencia al corte sin drenar, el análisis de estabilidad es relativamente sencillo. La fig. 16-3 ilustra círculos de falla de tanteo y las fuerzas involucradas. La fig. 16-3*a* es para el caso en donde no hay agua, y la fig. 16-3*b* incluye fuerzas de filtración.

Cuando se presentan las fuerzas de filtración, es necesario localizar la línea freática y dibujar una red de flujo. Las líneas equipotenciales intersectan el arco de tanteo, y con la cabeza conocida, la presión en estos puntos puede calcularse para dar el perfil de presiones como se muestra en la fig. 16-3*b*. Puede hacerse una integración numérica de esta área para obtener la fuerza total de agua U, la que tiene una línea de acción que pase por el centro del círculo O. Este valor de U puede adicionarse vectorialmente al vector peso W para obtener el nuevo vector fuerza W' con una nueva línea de acción y medir el brazo de momento $\bar{x}'$. El factor de seguridad resultante es

$$F = \frac{R(c\widehat{AB})}{W'\bar{x}'} \tag{16-4}$$

Taylor (1937) resolvió la ec. (16-4) para $F = 1$ en términos de β y N_s ($= c/\gamma H$) y presentó los resultados en forma de tablas. La fig. 16-4 es un replanteamiento de las gráficas de Taylor hechas por el autor, las cuales pueden usarse para $\phi = 0°$ y las condiciones de taludes ilustradas en la figura. Las curvas punteadas, junto con la curva titulada $\phi = 0°$, son particularmente aplicables a la ec. (16-4). Estas curvas pueden desarrollarse como sigue:

1. Obtener el peso de la masa de falla W y su brazo de momento con respecto al punto O. Esto puede hacerse usando un planímetro para el área (y peso) y haciendo un recorte en cartón que se suspende por un hilo en dos o más puntos para hallar el centro del área.
2. Medir el ángulo θ y calcular el arco como $AB = R\theta$ (θ en radianes).
3. Calcular el factor de seguridad como

$$R = \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos destructores}} = \frac{R(c\widehat{AB})}{W'\bar{x}'}$$

Es necesario hacer varios análisis con círculos de tanteo con el factor de seguridad dibujado en el punto central de tal manera que puedan hacerse los

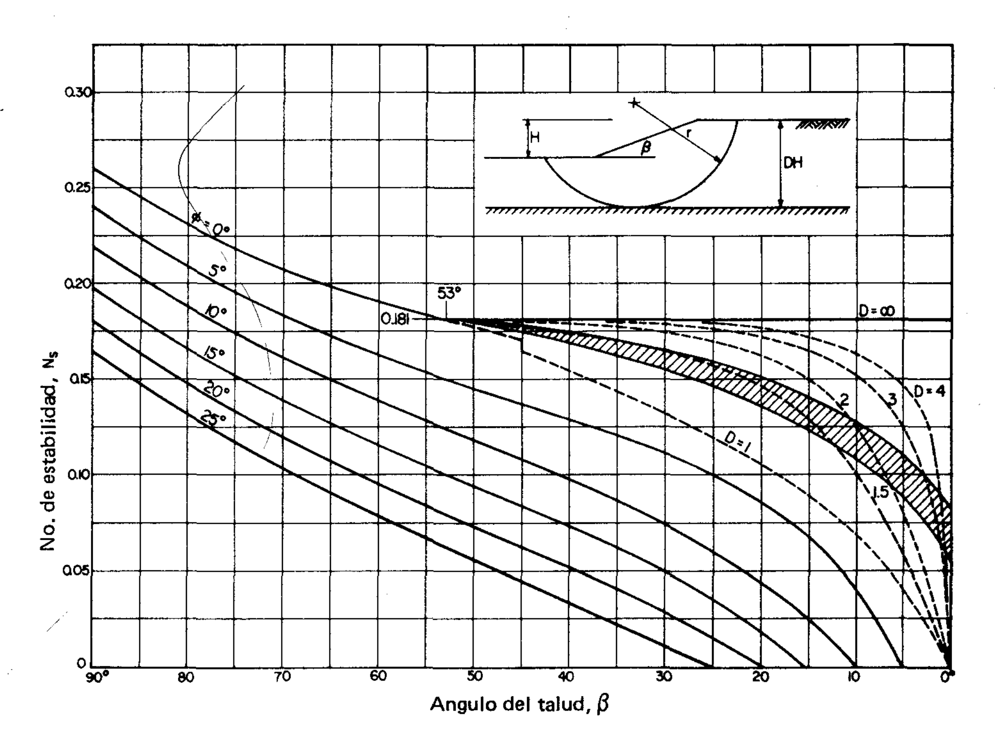


Figura 16-4 Curvas de Taylor para números de estabilidad redibujados por el autor. Para $\phi = 0°$ y $\beta \leq 53°$, use las curvas punteadas. La zona sombreada es aproximada para círculos por el pie: arriba para círculos por la base como se indica en el diagrama y abajo para círculos en el talud.

contornos de F, los cuales, es de esperarse, darán el valor mínimo. Los valores obtenidos de la fig. 16-4 se supone dan el valor mínimo del factor de seguridad F directamente.

16-5 EL METODO DEL CIRCULO ϕ

El concepto de círculo de fricción puede usarse para condiciones particulares de taludes en un suelo homogéneo con una resistencia al corte de

$$s = c_d + \bar{\sigma} \tan \phi_d$$

donde c_d , ϕ_d = parámetros de diseño de resistencia al corte.

La fig. 16-5 ilustra el concepto general. La fig. 16-5*a* ilustra el círculo de tanteo y todas las fuerzas involucradas en un suelo donde el agua no está presente. La resistencia al corte se obtiene integrando la cohesión y las fuerzas normales a lo largo del arco para obtener

$$F = \int c_d \, ds + \int dN \tan \phi_d$$

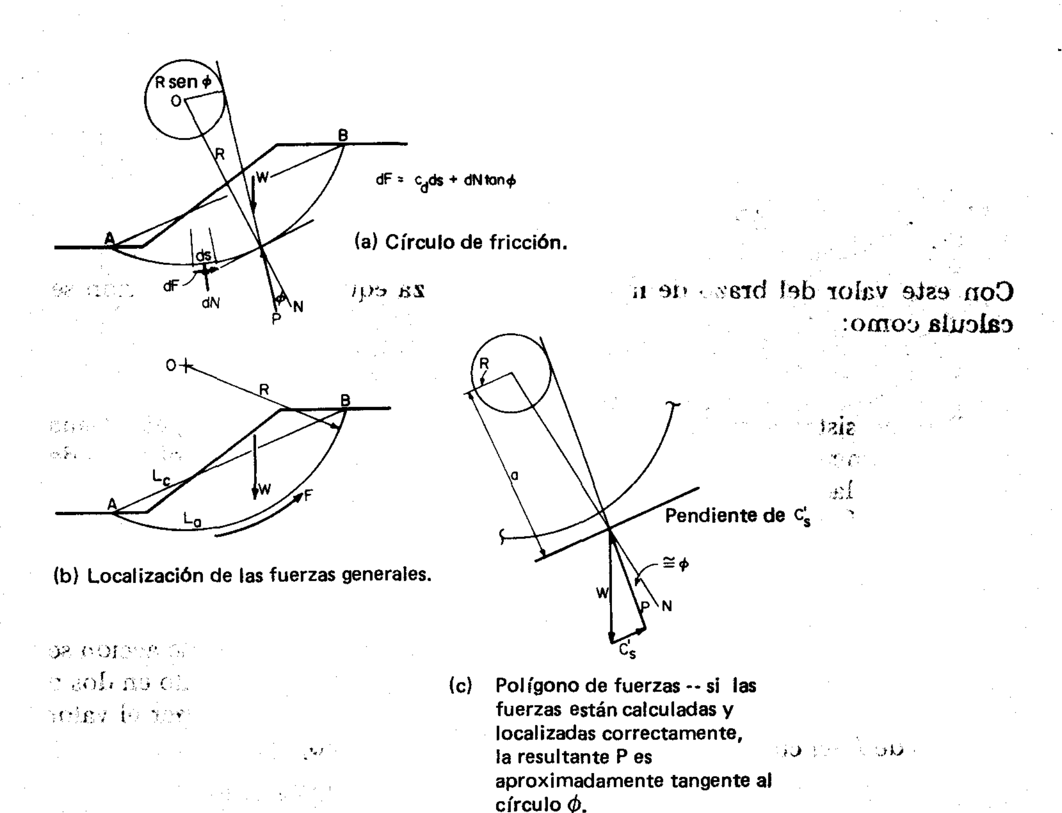


Figura 16-5 Sistema de fuerzas del círculo ϕ.

o alternativamente

$$F = C_s + F_f$$
$$= c_d AB + N \tan \phi$$
$$= c_d AB + W \cos \phi \tan \phi$$

como se muestra en la fig. 16-5*b*. Nótese, cómo en el cap. 15, que la resistencia por fricción se combina con N para dar un vector P, que actúa formando un ángulo ϕ con la tangente del arco. La línea de acción de P se extiende y da un brazo de momento de $\bar{x}$ respecto al punto O, calculado como

$$\bar{x} = R \operatorname{sen} \phi$$

Para todos los vectores de dP, los brazos de momento $\bar{x}$ trazan una porción de un círculo menor con radio R sen ϕ. Este círculo menor alrededor del punto O se llama el círculo ϕ.

La cohesión es independiente de ϕ; y observando que puede obtenerse una tangente general para el arco AB, la cual es paralela a la cuerda y, más aún, observando que la componente normal C_s se cancela, igualando los momentos a lo largo del arco L_a con respecto a la longitud L_c, se obtiene (refiérase a las figs. 16-5*a* y 16-3*a*).

$$cL_c a = cL_a R$$

lo cual produce un brazo de momento equivalente a

$$a = \frac{L_a}{L_c} R$$

Con este valor del brazo de momento, la fuerza equivalente de cohesión se calcula como:

$$C_s' = cL_c$$

Para un sistema de fuerzas en momentos y equilibrio estático, el sistema debe ser concurrente, con $\sum F_H$ y $\sum F_v = 0$. Puede usarse un polígono de fuerzas para las fuerzas, tal como se muestra en la fig. 16-5*c*, con la pendiente de P obtenida de las intersecciones de la línea de acción de W y C_s' y aproximadamente tangente al círculo ϕ. Generalmente se supone que P es exactamente tangente al círculo ϕ, ya que la diferencia *má*xima es por lo común menor que 7 por ciento. La fuerza W se obtiene midiendo con planímetro el área o por análisis de las secciones geométricas simples. La línea de acción se obtiene formando un modelo en cartón y suspendiéndolo de un hilo en dos o más puntos. Varios círculos de tanteo son necesarios para obtener el valor mínimo de F, el cual se calcula como antes, por ejemplo,

$$F = \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos destructores}}$$

La observación del polígono de fuerzas de la fig. 16-5c indica que

$$W = f(\beta, H, \phi)$$

$$C_s' = f(c)$$

$$P = f(\phi)$$

por lo tanto, hay cinco variables. Podemos combinar H, γ, y c en una sola variable N_s como antes y reducirlas a tres. En la práctica, deben darse cuatro de las variables; sin embargo, por medio de la variable adimensional N_s, puede hacerse fácilmente un estudio de parámetros para un talud particular.

Taylor (1937) también presentó una tabla de N_s contra ϕ, la cual ha sido incorporada por el autor en forma de tabla tal como lo indica la fig. 16-4. Esta representa los resultados de varios tanteos para obtener el círculo crítico; por lo tanto, el usuario debe entrar con ϕ y β o N_s.

Donde la geometría del talud y un estrato de material muy duro sean localizados como en la fig. 16-6, tenemos la posibilidad de

Círculo por el pie—todos los círculos para suelos son con $\phi > 3°$ y con $\beta < 53°$
Círculo en el talud—siempre para $D \to 0$ y $\beta < 53°$
Círculo al medio punto—centro del círculo sobre una línea vertical que bisecta el talud y depende de D y para $B < 53°$; siempre para $D > 4$

Aquí, el factor de seguridad F es ligeramente redefinido para hacer una comparación de la resistencia al corte requerida, o desarrollada con la resistencia al corte real, o

$$F = \frac{\text{resistencia real del suelo al corte } s}{\text{resistencia al corte desarrollada}}$$

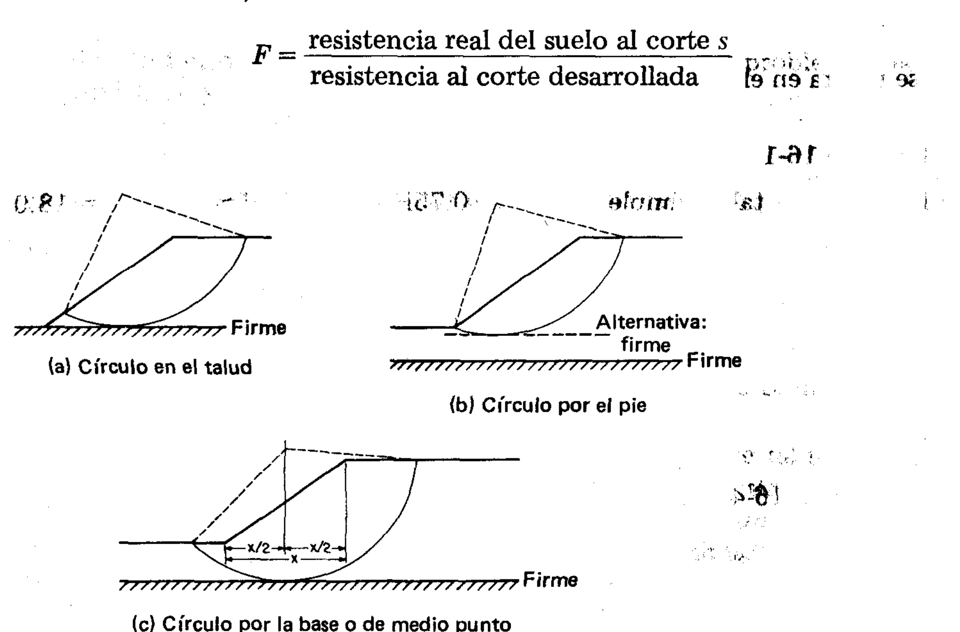


Figura 16-6 Círculos de tanteo controlados por la geometría del suelo.

De numerosos análisis de fallas de taludes y diseños parece que si:

F	Evento
$F <$ que aprox. 1.07	Las fallas son comunes
$1.07 < F < 1.25$	Las fallas ocurren
$F > 1.25$	Las fallas casi nunca ocurren

Al determinar el factor de seguridad F, podemos usar la fig. 16-4 y obtener para β y ϕ el correspondiente N_s. Debido a que conocemos γ y H, la cohesión real requerida puede calcularse

$$c_{\text{requerida}} = N_s \gamma H$$

y el factor de seguridad es

$$F = \frac{c_{\text{real del suelo}}}{c_{\text{requerida}}}$$

Análogamente, podemos usar H o γ en lugar de la cohesión del suelo.

Cuando la resistencia al corte es $s = c + \sigma \tan \phi$, es necesario aplicar F a c y ϕ así

$$s_{\text{requerida}} = \frac{c}{F} + \frac{\sigma \tan \phi}{F}$$

Esto se ilustra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 16-1

DADO Un talud simple con $1V$ a $0.75H$ (0.75:1); $H = 12$ m, $\gamma = 18.0$ kN/m^3, $\phi = 15°$, $c = 30$ kPa.

SE PIDE ¿Cuál es el factor de seguridad F cuando se aplica a ϕ y c?

SOLUCION Calcular

$$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{0.75} = 53°$$

De la fig. 16-4, obtener $N_s = 0.1$ para $\phi = 15°$ y $\beta = 53°$. Calcular

$$\gamma' = \frac{30}{(0.1)(12)} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$H' = \frac{30}{(0.1)(18)} = 16.7 \text{ m}$$

$$c' = 0.1(12)(18) = 21.6 \text{ kPa}$$

Los diversos factores de seguridad son:

Para γ: $$F = \frac{25}{18} = 1.39$$

Para H: $$F = \frac{16.7}{12} = 1.39$$

Para c: $$F = \frac{30}{21.6} = 1.39$$

Debido a que usamos un valor de $\phi = 15°$, el factor F para ϕ es 1. Una vez más en la fig. 16.4 con un valor estimado de $F = 1.3$, lo que da $\phi = 1.5/1.3 = 11.5°$, se obtiene un N_s de aproximadamente 0.12. Calcular

$$c' = 0.12(12)(18) = 25.9$$

$$F = \frac{30}{25.9} = 1.16$$

Y aún una vez más, usando $F = 1.2$ para $\phi = 12.5°$, se obtiene un N_s aproximado de 0.115

$$c' = 0.115(12)(18) = 24.8$$

$$F = \frac{30}{24.8} = 1.21$$ (el cual está suficientemente cerca al valor usado de 1.20)

Por lo tanto el factor de seguridad es 1.20 para este problema cuando se aplica a ϕ y c.

16-6 ANALISIS DE TALUD POR EL METODO DE LAS DOVELAS

La mayoría de los taludes naturales y muchos taludes construidos por el hombre consisten en más de un suelo, o las propiedades del suelo varían de tal manera que algún tipo de solución por elementos finitos es recomendable. El método del elemento finito, que es generalmente utilizado, consiste en dividir la sección fallada en una serie de dovelas verticales como se ilustra en la fig. 16-7*a*.

El ancho de la dovela es suficientemente pequeño, de tal manera que su forma real puede reemplazarse por un trapecio, como se ilustra en la fig. 16-7*b*. Se supone que el peso de la dovela W_i actúa a través del punto medio del área, tal como se muestra. Con esta suposición se desarrollan las siguientes relaciones:

$$N_i = (W_i + V_i) \cos \alpha$$

$$T_i = (W_i + V_i) \operatorname{sen} \alpha$$

De numerosos análisis de fallas de taludes y diseños parece que si:

F	Evento
$F <$ que aprox. 1.07	Las fallas son comunes
$1.07 < F < 1.25$	Las fallas ocurren
$F > 1.25$	Las fallas casi nunca ocurren

Al determinar el factor de seguridad F, podemos usar la fig. 16-4 y obtener para β y ϕ el correspondiente N_s. Debido a que conocemos γ y H, la cohesión real requerida puede calcularse

$$c_{\text{requerida}} = N_s \gamma H$$

y el factor de seguridad es

$$F = \frac{c_{\text{real del suelo}}}{c_{\text{requerida}}}$$

Análogamente, podemos usar H o γ en lugar de la cohesión del suelo.

Cuando la resistencia al corte es $s = c + \sigma \tan \phi$, es necesario aplicar F a c y ϕ así

$$s_{\text{requerida}} = \frac{c}{F} + \frac{\sigma \tan \phi}{F}$$

Esto se ilustra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 16-1

DADO Un talud simple con $1V$ a $0.75H$ (0.75:1); $H = 12$ m, $\gamma = 18.0$ kN/m^3, $\phi = 15°$, $c = 30$ kPa.

SE PIDE ¿Cuál es el factor de seguridad F cuando se aplica a ϕ y c?

SOLUCION Calcular

$$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{0.75} = 53°$$

De la fig. 16-4, obtener $N_s = 0.1$ para $\phi = 15°$ y $\beta = 53°$. Calcular

$$\gamma' = \frac{30}{(0.1)(12)} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$H' = \frac{30}{(0.1)(18)} = 16.7 \text{ m}$$

$$c' = 0.1(12)(18) = 21.6 \text{ kPa}$$

Los diversos factores de seguridad son:

Para γ: $$F = \frac{25}{18} = 1.39$$

Para H: $$F = \frac{16.7}{12} = 1.39$$

Para c: $$F = \frac{30}{21.6} = 1.39$$

Debido a que usamos un valor de $\phi = 15°$, el factor F para ϕ es 1. Una vez más en la fig. 16.4 con un valor estimado de $F = 1.3$, lo que da $\phi = 1.5/1.3 = 11.5°$, se obtiene un N_s de aproximadamente 0.12. Calcular

$$c' = 0.12(12)(18) = 25.9$$

$$F = \frac{30}{25.9} = 1.16$$

Y aún una vez más, usando $F = 1.2$ para $\phi = 12.5°$, se obtiene un N_s aproximado de 0.115

$$c' = 0.115(12)(18) = 24.8$$

$$F = \frac{30}{24.8} = 1.21$$ (el cual está suficientemente cerca al valor usado de 1.20)

Por lo tanto el factor de seguridad es 1.20 para este problema cuando se aplica a ϕ y c.

16-6 ANALISIS DE TALUD POR EL METODO DE LAS DOVELAS

La mayoría de los taludes naturales y muchos taludes construidos por el hombre consisten en más de un suelo, o las propiedades del suelo varían de tal manera que algún tipo de solución por elementos finitos es recomendable. El método del elemento finito, que es generalmente utilizado, consiste en dividir la sección fallada en una serie de dovelas verticales como se ilustra en la fig. 16-7*a*.

El ancho de la dovela es suficientemente pequeño, de tal manera que su forma real puede reemplazarse por un trapecio, como se ilustra en la fig. 16-7*b*. Se supone que el peso de la dovela W_i actúa a través del punto medio del área, tal como se muestra. Con esta suposición se desarrollan las siguientes relaciones:

$$N_i = (W_i + V_i) \cos \alpha$$

$$T_i = (W_i + V_i) \operatorname{sen} \alpha$$

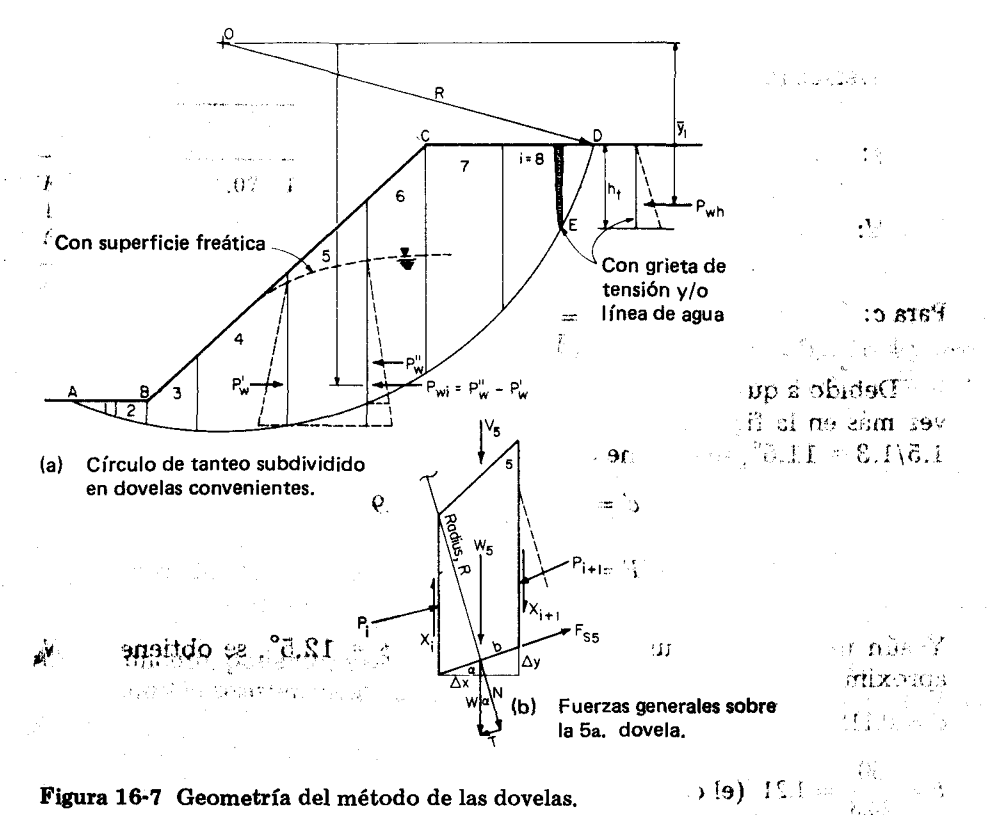


Figura 16-7 Geometría del método de las dovelas.

$$F_s = N_i \tan \phi + cb$$

$$= (W_i + V_i) \cos \alpha \tan \phi + c \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$$

y

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

Es práctica acostumbrada ignorar las fuerzas X_i y P_i entre los elementos. Algunas personas han usado estas fuerzas, pero el punto de aplicación y la línea de acción de la fuerza P son indeterminadas en suelos estratificados o donde las propiedades del suelo (ϕ, c, γ) varían con la profundidad. En estos casos, todo lo que se sabe con certeza es que la línea de acción de P está dentro de la superficie de falla. La fuerza vertical depende de P y de las propiedades del suelo. Algunos investigadores han mostrado que se introduce un pequeño error al ignorar las fuerzas X y P. Obsérvese, también, que en el momento de los deslizamientos, las propiedades del suelo en la frontera del círculo de tanteo son válidas, —las que están dentro de la zona de falla son las de un suelo altamente remoldeado y son desconocidas.

El equilibrio de momento alrededor del punto O, usando una sumatoria para todas las dovelas del círculo de falla y considerando los signos, da

$$\sum RF_s - \sum R(W_i + V_i)\,\text{sen}\,\alpha = 0$$

El momento resistente es $\sum RF_s$, y el factor de seguridad F es

$$F = \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos destructores}} = \frac{\sum RF_s}{\sum R\,\text{sen}\,(W_i + V_i)}$$

Cancelando R e introduciendo la resistencia al corte s, se obtiene

$$F = \frac{\sum (cb + (W_i + V_i) \cos \alpha \tan \phi}{\sum (W_i + V_i)\,\text{sen}\,\alpha} \tag{16-5}$$

Podemos usar esfuerzos efectivos o totales con los parámetros apropiados c y ϕ al evaluar la ec. 16-5. El esfuerzo efectivo se desarrolla más adecuadamente usando γ y γ' al calcular el vector peso W.

Se considera más correcto aplicar F a los parámetros del suelo en la ec. 16-5, como se hizo anteriormente. Si hacemos esto, obtenemos

$$F = \frac{\sum [cb/F + (W_i + V_i) \cos \alpha(\tan \phi)/F]}{\sum (W_i + V_i)\,\text{sen}\,\alpha} \tag{16-6}$$

Como $b = \Delta x/\cos\,\alpha$, tenemos que el ángulo α desempeña un papel significante en el problema. Bishop (1955) sugirió que el efecto de α podría reducirse por un método alterno de la determinación de la fuerza normal. En relación con la fig. 16-7*b*, $\sum F_v$ en el elemento (ignorando las X's) es

$$N_i \cos \alpha - (W_i + V_i) + F_{si}\,\text{sen}\,\alpha = 0 \tag{a}$$

La resistencia por fricción debida al ángulo ϕ es

$$F_{si} = \frac{N_i \tan \phi}{F} \tag{b}$$

Sustituyendo la ec. (*b*) en (*a*) y dividiendo por el cos α, obtenemos

$$N_i + \frac{N_i \tan \phi \tan \alpha}{F} = \frac{W_i + V_i}{\cos \alpha}$$

o

$$N = \frac{W_i + V_i}{\cos \alpha} \frac{1}{1 + (\tan \phi \tan \alpha)/F} \tag{c}$$

Como $(W_i + V_i) \cos \alpha$ en la ec. (16-5) es N de la ec. (*c*), sustituyendo por N tenemos:

$$F = \frac{\sum [c\,\Delta x + (W_i + V_i) \tan \phi] \dfrac{\sec \alpha}{[1 + (\tan \phi \tan \alpha)/F]}}{\sum (W_i + V_i)\,\text{sen}\,\alpha} \tag{16-7}$$

Esta forma de la ecuación ha sido programada por el autor (Bowles 1974). Obsérvese de nuevo que cuando se usan los esfuerzos efectivos, el vector peso W_i usa el peso unitario apropiado (γ o γ') en cada dovela.

Puede ser necesario considerar las grietas de tensión, agua en la grieta de tensión y/o presión de agua no balanceada (como una fuerza de filtración) en cada lado de las dovelas. Observando que el efecto del radio R ha sido factorizado tanto en la parte superior como en la inferior de la expresión y que el numerador representa la resistencia en la ec. (16-7), fácilmente podemos ajustar el denominador con referencia a la fig. 16-7*a* como sigue:

Sea $$D = \sum (W_i + V_i) \operatorname{sen} \alpha$$

Además, hagamos que la presión de poro no balanceada en cada dovela sea P_{wi} y la fuerza de agua en la grieta de tensión sea P_{wh}. Los brazos de momento son $\bar{y}$ y $\bar{y}'$, respectivamente, y puede escribirse un nuevo denominador D' como:

$$D' = \sum \left[(W_i + V_i) \operatorname{sen} \alpha + \frac{P_w \bar{y}}{R} \right] + \frac{P_{wh} \bar{y}_1}{R}$$

El valor de D' se usa ahora en lugar de D en la ec. (16-7). La superficie de falla es definida ahora por el sector *ABCEF* de la fig. 16-7*a*.

Es necesario un análisis iterativo para obtener F en la ec. (16-7), debido a que está en ambos lados de la ecuación. La programación en el computador permite una rápida solución luego de algunos pocos ciclos (por lo común 2 ó 3) suponiendo $F = 1$ inicialmente para el lado derecho y calculando F en el lado izquierdo. Este valor de F es comparado con el valor supuesto; si no es suficientemente próximo, el factor calculado F se usa en la siguiente iteración y el ciclo se repite. La observación de la ec. (16-7) muestra que para suelos con $\phi = 0$, la iteración no es necesaria, ya que la ecuación se reduce a la ec. (16-5).

Un programa de computador debe desarrollar el arco basado en un punto O inicial y las coordenadas de entrada al área. El arco se divide en i dovelas y (si es necesario) se calculan α, b, y $\bar{y}$ para cada dovela. El peso se calcula con base en el (los) suelo (s) de la dovela y/o teniendo en cuenta la superficie freática. Las cantidades cb y $(W_i + V_i)$ tan ϕ se calculan usando los parámetros del suelo de la base de la dovela. Una vez calculado F, se incrementan entonces la entrada del arco o las coordenadas del centro del círculo y se hace un análisis adicional para obtener un valor mínimo de F.

Puede hacerse un análisis aproximado a mano. El trabajo es generalmente prohibitivo para iterar o buscar el círculo crítico. Manualmente, los círculos de tanteo se dibujan y se subdividen en dovelas convenientes como se muestra en el ejemplo 16-2. El peso W_i (y V_i) se calcula y se grafica a escala, suponiendo que el vector actúa a través del punto medio de cada dovela, tal como se ilustra. Las componentes normal y tangencial pueden obtenerse gráficamente de un radio a través de la proyección de W_i en el arco de falla. La normal actúa a través del punto O y puede ignorarse. Calcule el momento

destructor, usando los valores medidos de T_i y el signo correcto dependiendo de qué lado de O está localizada la dovela, de la siguiente manera:

$$M_{\text{destructor}} = R \sum T$$

Calcule el momento resistente como

$$M_{\text{resistente}} = R \sum (cb + N \tan \phi)$$

El factor de seguridad se calcula como

$$F = \frac{M_{\text{resistente}}}{M_{\text{destructor}}} = \frac{\sum (cb + N \tan \phi)}{\sum T} \tag{16-8}$$

Ejemplo 16-2 Solución manual del método de las dovelas.

Propiedades del suelo: $\gamma = 17.6$ kN/m^3; $c = 40$ kPa; $\phi = 24°$

		Medidas					
Dovelas	Area	W	b	T	N	$N \tan \phi$	cb
1	(0 + 2.8)(4.5/2) = 6.3	110.9	5.3	−60	95	42	212
2	(2.8 + 16.1)(15.3/2) = 144.6	2544.7	16.0	−800	2440	1086	640
3	(16.1 + 23.3)(12.6/2) = 248.2	4368.7	12.8	0	4369	1945	512
4	(23.3 + 27.0)(12.6/2) = 316.9	5577.3	13.3	1600	5250	2337	532
5	(27.0 + 25.5)(12.6/2) = 330.8	5821.2	15.5	3260	4850	2159	620
6	(25.5 + 0)(13.6/2) = 173.4		28.9	2710	1800	801	1156
	3051.8 + 200 = 3251.8			6710		8370	3762

$$F = \frac{8370 + 3762}{6710} = 1.81$$

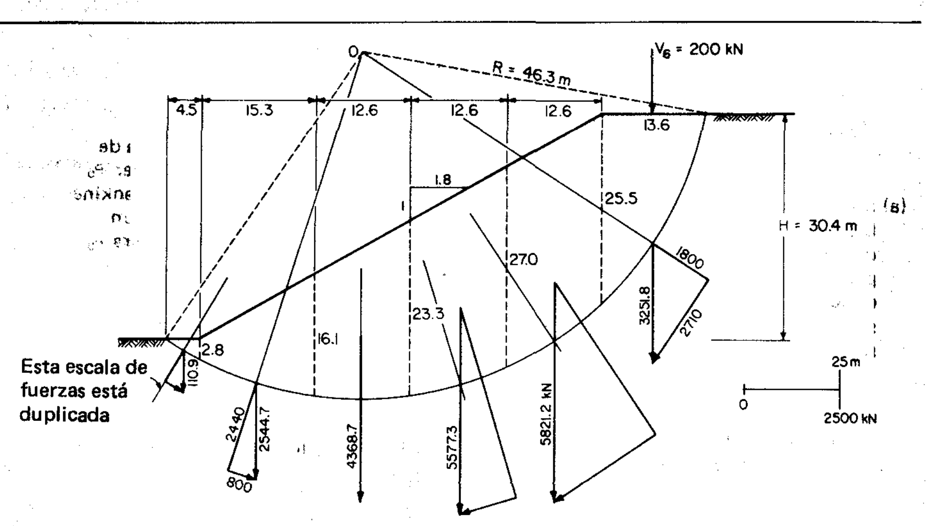
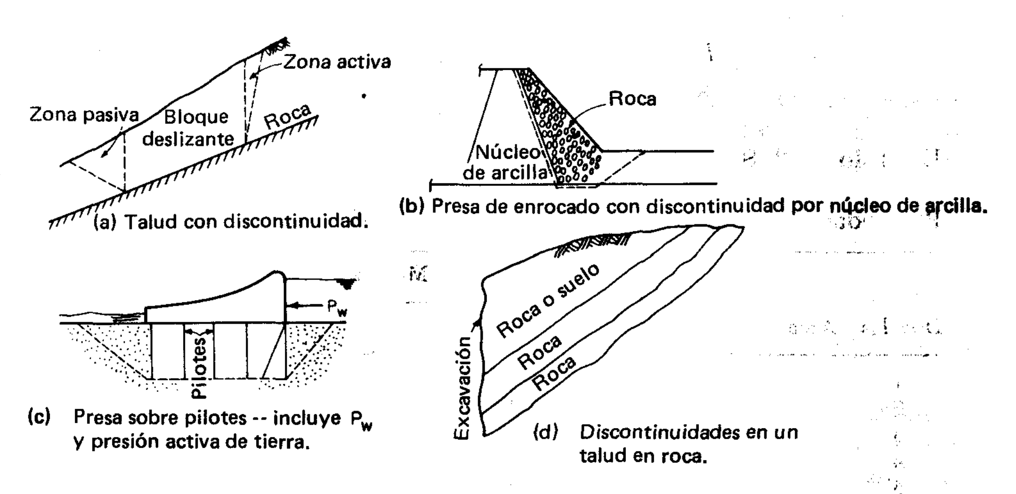


Figura E16-2 Solución manual del método de las dovelas.

16-7 ANALISIS POR EL METODO DE LAS CUÑAS

Un bloque deslizante o una cuña puede ser una sección más apropiada para muchos problemas de estabilidad, (fig. 16-8), en donde la superficie de falla puede definirse por una serie de líneas quebradas. Este método puede extenderse al análisis de taludes en rocas, particularmente en capas estratificadas.

La fig. 16-9 ilustra cómo aplicar el método de análisis de cuñas. El lector deberá hacer los ajustes necesarios en presiones activas y pasivas y el peso del bloque para las superficies freáticas, estratificadas, etc.



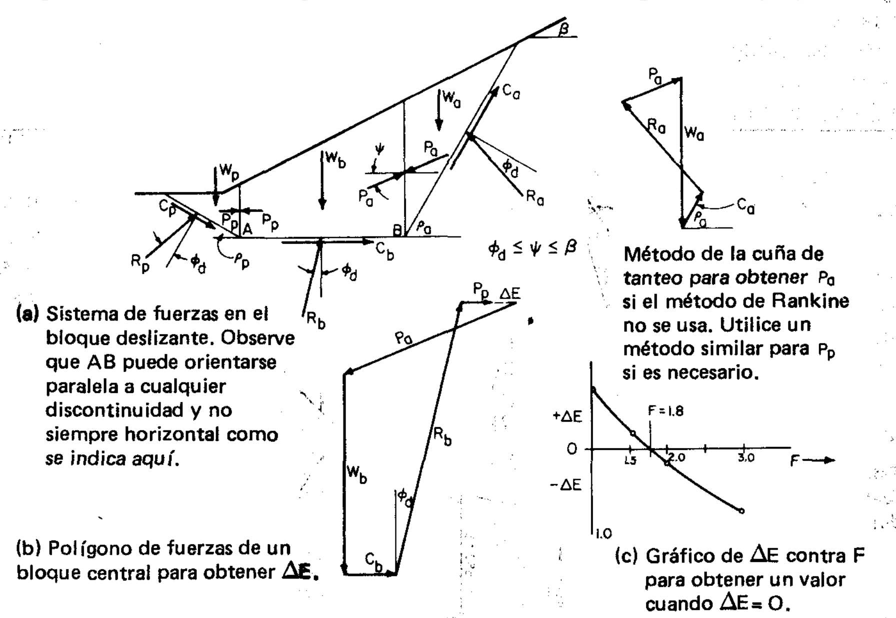
(a) Talud con discontinuidad.

(b) Presa de enrocado con discontinuidad por núcleo de arcilla.

(c) Presa sobre pilotes -- incluye P_w y presión activa de tierra.

(d) *Discontinuidades en un talud en roca.*

Figura 16-8 Situaciones típicas donde un análisis de cuña puede ser apropiado.



(a) Sistema de fuerzas en el bloque deslizante. Observe que AB puede orientarse paralela a cualquier discontinuidad y no siempre horizontal como *se indica aquí.*

Método de la cuña de tanteo para obtener P_a si el método de Rankine no se usa. Utilice un método similar para P_p si es necesario.

(b) Polígono de fuerzas de un bloque central para obtener ΔE.

(c) Gráfico de ΔE contra F para obtener un valor cuando $\Delta E = 0$.

Figura 16-9 Análisis de la **cuña.** Note que **ΔE puede estar** *orientada en una posición* **distinta** de la horizontal, con el valor o la **componente horizontal** usada en (*c*) para obtener ***F***.

Las fuerzas de tierra pasivas y activas se calculan usando la presión de tierra de Rankine o el método de tanteo de las cuñas. El método de Rankine, con $\rho = 45 \pm \phi/2$, puede usarse donde el suelo sea homogéneo en estas zonas, pero el método de tanteo de las cuñas es necesario donde una falla o discontinuidad localice la superficie de falla y puede usarse en suelos estratificados. Se utiliza un factor F supuesto para calcular los valores de

$$c_d = \frac{c}{F}$$

$$\phi_d = \frac{\phi}{F}$$

para calcular las fuerzas activas y pasivas de Rankine, y la resistencia en la base del bloque de C_s y $F_f = N \tan \phi_d$. El problema es convenientemente solucionado utilizando un polígono de fuerzas para cada valor supuesto de F como en la fig. 16-9*b* para el bloque deslizante, con el error de cierre medido como ΔE. Puede hacerse un gráfico de ΔE contra F, como en la fig. 16-9*c*; el valor de F para $\Delta E = 0$ es el valor deseado. Este método de análisis se ilustra en el ejemplo 16-3.

Ejemplo 16-3

DADOS La geometría del bloque deslizante de la fig. E16-3*a* y la siguiente información sobre el suelo: $\gamma = 17.0$ kN/m^3 ; $c = 60$ kPa; $\phi = 30°$.

SE PIDE Hacer un análisis de bloques deslizantes y hallar el factor de seguridad.

SOLUCION Hacer las siguientes suposiciones:
1. No hay grieta de tensión
2. Para la pendiente de P_a, tomar $\psi = \beta$
3. Usar K_p de Rankine para la fuerza pasiva de P_p

Calcular

$$\beta = \tan^{-1} \tfrac{1}{2} = 26.6°$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$P_p = 0.5\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$$

Mida las dimensiones seleccionadas de la fig. E16-3*a*, incluyendo las dimensiones de la base y la altura de las cuñas de presión activa. Será necesario utilizar el método de tanteo de las cuñas para obtener P_a, debido a que $\beta > \phi$ cuando F es aplicado a ϕ.

Encuentre la siguiente tabla de valores:

					Medidas					
F	ϕ_d	K_p	c_d	P_p, kN	b, m	h, m	$W_a = \frac{1}{2}\gamma bh$	C_a	P_a	C_b
1	30°	3.00	60	2758	57.5	17.5	8 553	3450	1400	3000
1.5	20	2.04	40	1848	65.6	20.0	11 152	2624	3950	2000
2.0	15	1.70	30	1523	70.8	21.5	12 939	2124	5900	1500
3.0	10	1.42	20	1255	78.2	22.8	15 155	1564	8450	1000

En la tabla: $C_a = c_d b$, $C_b = 50c_d$.

P_a se obtiene gráficamente de la fig. E16-3*b* usando W_a, C_a, y las pendientes de P_a y R_a obtenidas de la fig. E16-3*a*.

Los valores de P_p, P_a, C_b y W_b se usan, junto con la pendiente de R_b de la fig. E16-3*a*, para dibujar el polígono de fuerzas de la fig. E16-3*c* y obtener valores ΔE para los correspondientes F usados.

En la fig. E16-3*d* se hace un gráfico de ΔE contra F y se obtiene $F = 2.1$.

16-8 RESUMEN

Se ha considerado con algún detalle la mecánica de estabilidad de un talud. Observemos que en cualquier análisis dos factores son de importancia capital:

1. Propiedades del suelo
2. Forma y el centro instantáneo de la masa potencial de falla

Cuando el talud es isotrópico y homogéneo, las soluciones pueden tabularse como en la fig. 16-4, pero son relativamente fáciles de obtener analíticamente.

Donde el suelo es estratificado, contiene una superficie freática, es no isotrópico, o tiene una discontinuidad, se hace necesaria algún tipo de solución por elemento finito.

El método de las dovelas es comúnmente usado en donde no se definen claramente las discontinuidades presentes. La solución de cuñas deslizantes se usa en donde una discontinuidad fuerza la localización de una parte de la superficie de falla.

Si el factor de seguridad es $F > 1.25$, podemos tener confianza en que la pendiente del talud es segura. Si F es menor que alrededor de 1.07, podemos esperar una falla en el talud.

PROBLEMAS

16-1 Deduzca la ec. (16-2*a*).

16-2 Para la fig. P16-2, ¿cuál es el máximo valor de H para $F = 1$?

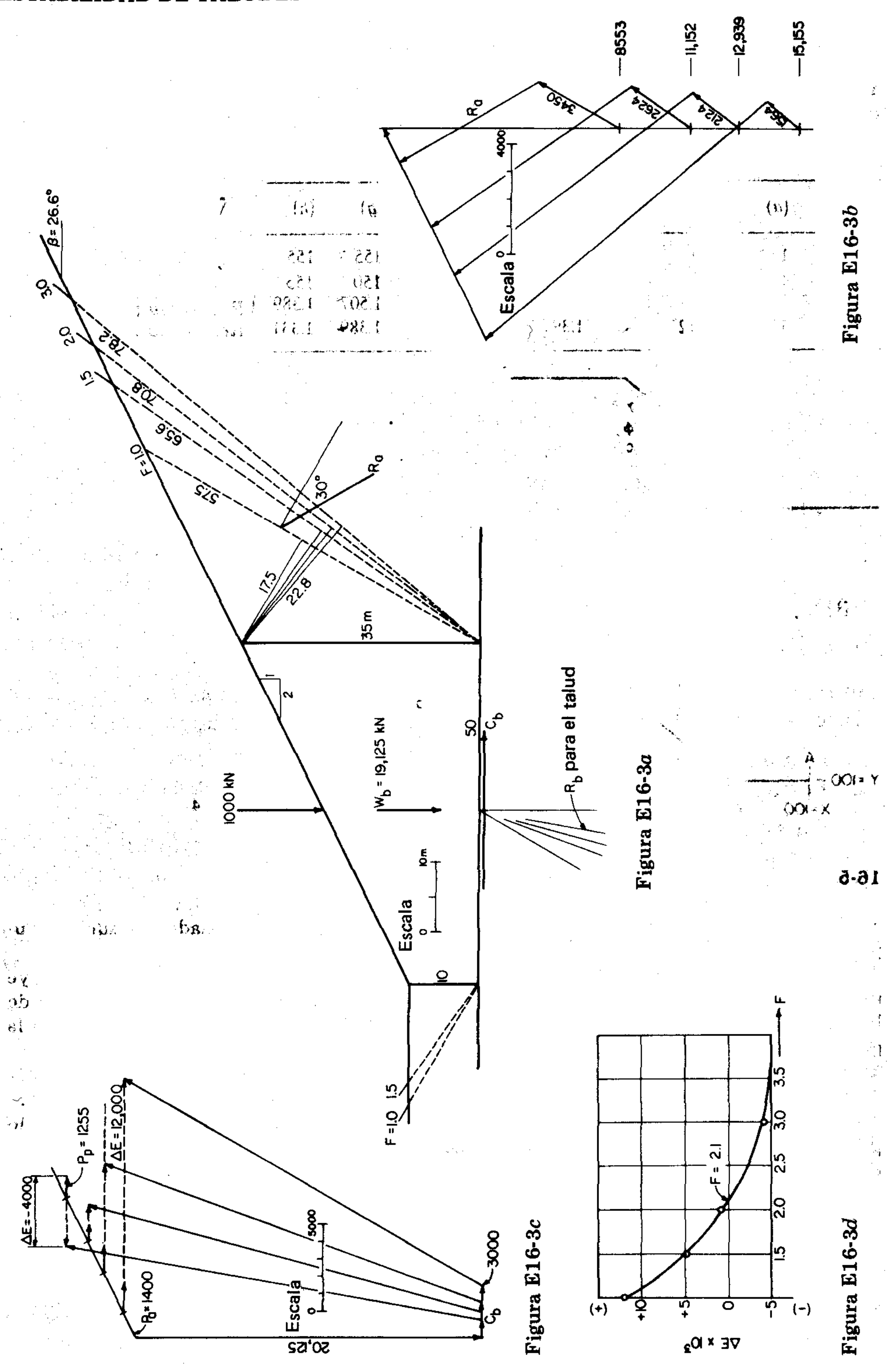


Figura E16-3a

Figura E16-3b

Figura E16-3c

Figura E16-3d

16-3 Para la fig. P16-2, ¿cuál es el máximo valor de H para $F = 1.25$?
Respuesta: $H = 21$ m.

16-4 ¿Cuál es $\bar{F}$ para las condiciones mostradas en la fig. P16-4, usando las coordenadas del centro del círculo como se indica y todos los puntos de entrada en B?

No.	(*a*)	(*b*)	(*c*)	(*d*)	(*e*)	(*f*)	(*g*)	(*h*)	
X	150	150	150	150	155	155	155	155	
Y	140	145	150	155	140	145	150	155	
	–	–	1.569	1.411	–	–	1.507	1.389	***Respuesta*** **para 16-4**
	1.569	1.412	–	1.397	–	–	1.389	1.331	***Respuesta*** **para 16-6**

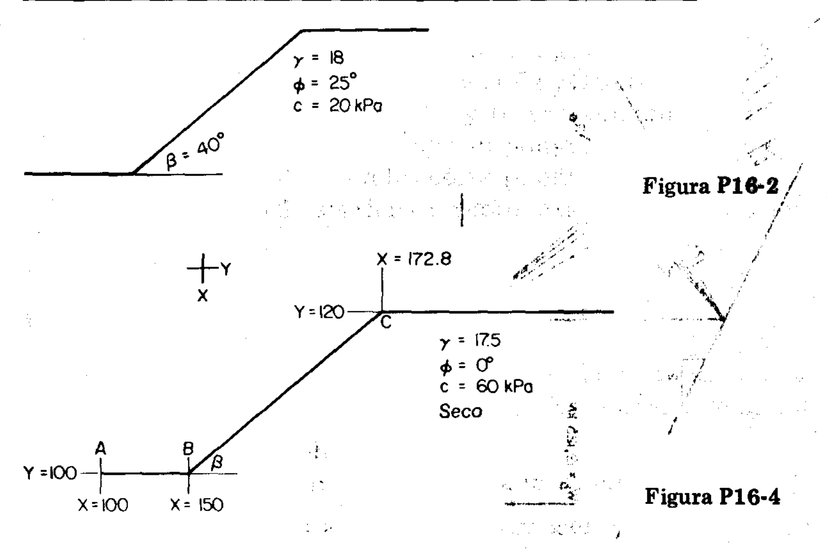


Figura P16-2

Figura P16-4

16-5 Calcular el F mínimo usando los datos del problema 16-4.
Respuesta: $x_c = 50$, $y_c = 33$, $x_e = 85$, $y_e = 30$, $F = 1.761$.

16-6 Calcular F para el problema 16-4 como se indica, si las propiedades del suelo incluyen $\phi = 25°$.

16-7 Calcular F para el problema 16-4 con $\gamma = 17.5$, $\phi = 25°$ y $c = 60$ kPa, que incluye una grieta de tensión en o a la derecha del punto C, de tal manera que la parte mayor de la grieta se incluya para intersectar el círculo de tanteo de falla. No incluya agua en la grieta de tensión a menos que específicamente se le asigne.

16-8 Verificar el ejemplo 16-2, usando una escala suficientemente grande para el dibujo.

16-9 Verificar el ejemplo 16-3, usando una escala suficientemente grande para el dibujo.

16-10 Hacer nuevamente el ejemplo 16-3, si la base del bloque deslizante tiene un ángulo $\beta = 15°$, no hay sobrecarga, y las propiedades del suelo de sen $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 32°$ y $c = 80$ kPa.

Indice

Abultamiento de arenas, 160, 235
Actividad, 177
Acuífero, 148
Aguas subterráneas, 145
acuíferos, 148
artesianos, 149
causando erosión, 153
manantiales de, 151
recarga de, 154
Análisis de hidrómetro, 69
Angulo de fricción interna, 365
valor residual, 384
Anticlinal, 119
Arcilla:
actividad de la, 177
de su estructura, 165, 179, 193
normalmente consolidada, 322, 328
ph de la, 178
sobreconsolidada, 324, 390
fisurada, 395
intacta, 390
Arcilla estratificada, 136
Areas cársticas, 153
Arena movediza, 424, 430
Arreglo de las partículas de suelo, 157
Asentamientos:
elásticos, 307, 460
por consolidación, 307, 316
secundarios, 317
Ascensión capilar, 229

Brucita, 170

Caliza, 108, 113
Cantidad de filtración, 253
Control de, 272
Caolinita, 171
Capa vegetal, 103
Capacidad de carga:
ecuaciones para, 456
factores para, 457
Capilaridad, produciendo contacción, 234
Círculo de Mohr, 300
para parámetros de resistencia, 366
Clasificación de suelo FAA, 81, 94
Clasificación del suelo:
sistema AASHTO, 88
sistema FAA, 94

sistema unificado, 82
Clasificación de los suelos por la AASHTO, 81
por índice de grupo, 92
Clasificación unificada de suelo, 82
tabla, 83-85
Coeficiente de uniformidad, 69
Coeficiente de varianza, 15
Cohesión, parámetro de resistencia, 365, 384
aparente, 384
sin drenar, 367
Compactación, 185
beneficios de la, 194
curvas para datos, 188, 189
de rellenos en zanjas, 209
de suelos congelados, 210
ensayos modificados para la, 195
ensayos estándar para la, 185
equipo para la, 195
Compactación relativa, 199
para control de campo, 201
Compresión secundaria, 315, 328
coeficiente de, 329
dependencia del tiempo, 316
Concavidad, coeficiente de, 69
Condiciones de licuefacción, 241
Contenido de agua, 61
natural, 38
óptimo, 189
Contenido óptimo de humedad, 189
líneas de, 190
Consolidación:
anisotrópica, 388
presión de poros en la, 408
coeficiente de, 316, 338
factor tiempo para la, 343
isotrópica, 292, 390, 407
presión de poros en la, 409
porcentaje de, 342
velocidad, basada en deformaciones, 347
Consolidación anisotrópica, 368, 373, 377
definida para un suelo, 287
Contracción, 235
grietas causadas por la, 236
Creep (*ver* Compresión secundaria)

Deformación:
asentamientos inmediatos, 307
asentamientos por consolidación, 307
elástica, 306
plástica, 306
Deformaciones principales, 288
Deleznamiento, 235
Densidad relativa, 159, 199
dibujo lineal, 164
en estudios de licuefacción, 430
ensayos de campo para, 163
errores en la, 162
Depósitos aluviales, 133
Depósitos glaciales, 137
depósitos estratificados, 141
morenas, 138-140
profundidad de los, 141
Desviación estándar, 15
en el control de la compactación, 207
en la determinación de la densidad relativa, 162
Dilatancia, 98, 382
Distribución *t* de Student, 16

Ecuaciones de Boussinesq, 302
en el análisis de los asentamientos, 460
en el estudio de la consolidación, 351
Ecuaciones de Rankine, 445
Ensayo cortante con barreno, 402
Ensayo cortante triaxial, 373

Ensayo de veleta, 403
Ensayos de corte directo, 371
Ensayos de densidad en el
campo, 201
Ensayos de penetración
estándar (SPT), 76
tabla de valores, 399
Escala geológica del tiempo, 107
Esfuerzos:
círculo de Mohr para, 300
efectivo, 307, 315, 394
405, 428, 436
parámetros para, 365
invariantes, 293
isotrópicos, 293
octaédrico, 294
principal, 288
Esfuerzos K_0, 436
valores para, 438
Esfuerzos octaédricos, 292, 294
Esfuerzos principales, 288
Esfuerzos por sismos, 428
Eskers, 140
Estabilización de suelos, 183
químico, 183
por compactación, 185
por otros métodos, 184
Estadística, 13
para el control de la
compactación, 207
Estructura del suelo, 156
compactada, 193
y fábrica, 156
Exploración en suelos, 73
ensayo de penetración estándar, 76
muestreo, 75
sondeos, 75

Fábrica de un suelo, 156
Factor tiempo, 343
Factores de forma, 458
asentamientos, 460
Falla en suelos, criterio para la, 382
corte, 456
dinámica, 427
frágil, 382
progresiva, 382
superficie (forma), 440-442
Falla geológica, 121
Filtros gradados, 276
Fisuras, 394
Flujo laminar, 214
Formaciones de suelos, 130
aluvial, 133
glacial, 137
por viento, 143
residual, 130
talus, 144
transportado, 132
Fuerza de filtración, 239
descenso rápido del
agua, 273
en suelos cohesivos, 243
Fuerzas de Van der Waals, 166

Gravedad específica, 28, 41, 63
Gradiente hidráulico, 147, 218
Grieta de tensión, profundidad
de la, 449

Haloicita, 172
Hidratación, 176
Horizontes del suelo, 130

Ilita, 172
Indice:
de compresión, 316, 322
aproximaciones para el, 326
de consistencia, 38
líquido, 38
plástico, 37
en los parámetros de
resistencia, 405
recompresión, 324
Indice de compresión, 316, 322,
326
Indice de grupo, AASHTO, 89
90, 92

Inddice de plasticidad, 36
para cambios volumétricos, 236-237
para la actividad de la arcilla, 177
para la clasificación del suelo, 87, 89-90, 96-97
Indice de recompresión, 324
Indice líquido, 38
Intercambio de cationes, 177
Invariantes, 293

Ley de Darcy, 214
Ley de esfuerzo-deformación de Hooke, 296
Licuefacción, 423
de arcillas, 430
Límite de contracción, 62, 237
Límites de Atterberg, 36, 62, 165, 237
Línea equipotencial, 248
Lutita, 112
Loes, 143

Manantiales, 151
Mediana, valor de, 15
Meteorización, de las rocas, 124
química, 125
velocidad, 127
Método de las dovelas, 475
Microscopio electrónico de exploración o barrido, 166
Minerales arcillosos, 129
nombres corrientes de los, 171
origen de los, 170
propiedades de los, 176
tamaño de los, 81, 165, 169
Minerales, propiedades de los, 104
Modo, valor del, 15
Módulo de elasticidad, 295, 414, 460
Módulos de resiliencia, 420
Módulo de esfuerzo-deformación, 295, 414
factores que afectan el, 419
módulo secante, 416
valores dinámicos del, 421
valores empíricos del, 419
Módulo dinámico de esfuerzo-deformación, 421, 423
ondas Rayleigh utilizadas para el, 421
Montmorillonita (bentonita) 174, 175
Morenas, 138-139

Nivel freático, 147
Números aleatorios, 201

Parámetro de ensayos consolidados drenados, 372
Parámetros de ensayos consolidados sin drenar, 387
ensayos por veleta, 407
Parámetros de presión de poro, 407
Pedones (Peds), 166
Penetrómetro de bolsillo, 401
Permeabilidad, 213
coeficiente de, 213
ensayos para la, 220
intervalo de valores de, 222-223
Peso unitario, 24
debido al agrupamiento o arreglo, 158
debido a la compactación, 188
sumergido (efectivo) 47
tabla de valores típicos, 165
Peso unitario sumergido, 47, 51
Piezómetro, 52, 216, 217
Plasticidad, teoría de la, 416

Porosidad, 26, 29
de la roca, 149
Pozos, hidráulica de los, 280
Presas de tierra, 250
control de tubificación, 276
redes de flujo para las, 250
tubificación o tubamiento en las, 10, 275
Presión:
efectiva por sobrecarga, 320, 389
de poro, 384, 390, 397
parámetros para, 407
preconsolidación, 320, 327
debido a secado (contracción), 234
Presión de poro, 386
en licuefacción, 425
negativa, 386
Presión de tierra, 51
lateral, 436
activa, 439
pasiva, 444
preconsolidación de, 327
vertical, 50, 303, 436
Presión efectiva, 50-51, 315, 318
Presión intergranular, 49, 315, 318
Presión lateral:
activa, 440, 443
círculo 0 para, 455
contra los muros, 444
para suelo cohesivo, 448
pasivo, 440
Rankine, ecuaciones para, 444
soluciones de tanteo para cuñas, 452
Probabilidad, 13

Red de flujo, 249, 270
plana o radial, 277
Relación crítica de vacíos, 384
Relación de Poissons, 295, 417
en asentamientos elásticos, 461
Relación de sobreconsolidación, (OCR), 406, 437
para módulo cortante, 422
Relación de vacíos, 26
crítica, 384
en condiciones de licuefacción, 241, 242
máxima, 161
para densidad relativa, 162
tabla de valores, 161
Reología, 287
módulos para, 307
Resistencia al corte, 364
compresión inconfinada, 369
correlaciones para la, 399
ensayos de suelo para, 367
factores que afectan la, 404
parámetros para la, 365
relación $s_u/\bar{p}$, 405
sin drenar, 367, 386
Resistencia al corte del suelo, 365
afectados por el OCR, 392
ensayo de veleta para la, 403
residual, 287, 384
sin drenar, 385, 405
valores empíricos de la, 399
Resistencia al corte sin drenar, 367, 377, 385, 386
efecto de la presión de poro sobre la, 386
Roca ígnea, 108
Roca metamórfica, 115
Roca sedimentaria, 112
distribución de la, 108
Sensitividad, 398
Sinclinal, 119
Sondeos, 75
Suelo cohesivo, 36
definido por los límites de Atterberg, 165
estructura del, 165
compactado, 193
microestructura del, 167
Suelo no cohesivo, 36
abultamiento, 160

densidades relativas
utilizadas en el, 159
Suelo residual, 287, 382
Suelo uniforme, 82
Superficie específica, 39
Superficie freática, 147, 250

Taludes, análisis de estabilidad
para, 465
análisis de bloques en
cuñas, 480
análisis del arco circular, 468
factor de seguridad para, 473
gráficos para, 470
infinitos, 466, 467
Tamaño del grano, 43, 65
en resistencia cíclica, 431
para clasificación de suelos, 81
por análisis de hidrómetro, 69
por tamizado, 66
Tensión superficial, 160, 179, 227
Trayectoria de esfuerzos, 294
dibujo de la, 375
Trayectoria de flujo, 248
Tubificación o tubamiento, 10, 216
control de la, 275
Tubos capilares, 229
aproximación en suelos, 233
Turba, clasificación de, 83, 92

Unidades SI, 20
factores de conversión
seleccionados, 21

Veleta, 401
Velocidad de flujo, 218-219,
253, 340
Viscosidad:
efecto en la consolidación,
352
efecto en la permeabilidad,
222
tabla para el agua, 222

TABLA DE PESOS UNITARIOS Y DENSIDAD EN lb/p/seg y SI

lb/p³ =	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
kN/m³ =	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08	0.09	0.11	0.13	0.14	0.16
T/m³ =	0.002	0.003	0.005	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016
lb/p³ =	90.0	91.0	92.0	93.0	94.0	95.0	96.0	97.0	98.0	99.0
kN/m³ =	14.14	14.30	14.46	14.62	14.77	14.93	15.09	15.24	15.40	15.56
T/m³ =	1.442	1.458	1.474	1.490	1.506	1.522	1.538	1554	1.571	1.587
lb/p³ =	100.0	101.0	102.0	103.0	104.0	105.0	106.0	107.0	108.0	109.0
kN/m³ =	15.72	15.87	16.03	16.19	16.34	16.50	16.66	16.82	16.97	17.13
T/m³ =	1.603	1.619	1.635	1.651	1.667	1.683	1.699	1.715	1.731	1.747
lb/p³ =	110.0	111.0	112.0	113.0	114.0	115.0	116.0	117.0	118.0	119.0
kN/m³ =	17.29	17.45	17.60	17.76	17.92	18.07	18.23	18.39	18.55	18.70
T/m³ =	1.763	1.779	1.795	1.811	1.827	1.843	1.859	1.875	1.891	1.907
lb/p³ =	120.0	121.0	122.0	123.0	124.0	125.0	126.0	127.0	128.0	129.0
kN/m³ =	18.86	19.02	19.17	19.33	19.49	19.65	19.80	19.96	20.12	20.27
T/m³ =	1.923	1.939	1.955	1.971	1.987	2.003	2.019	2.035	2.051	2.067
lb/p³ =	130.0	131.0	132.0	133.0	134.0	135.0	136.0	137.0	138.0	139.0
kN/m³ =	20.43	20.59	20.75	20.90	21.06	21.22	21.37	21.53	21.69	21.85
T/m³ =	2.083	2.099	2.115	2.131	2.147	2.163	2.179	2.196	2.212	2.228